



**Vincent PICANDET, Habilitation à Diriger des
Recherches, Caractérisation des matériaux cimentaires :
propriétés mécaniques et perméabilité**

Vincent Picandet

► **To cite this version:**

Vincent Picandet. Vincent PICANDET, Habilitation à Diriger des Recherches, Caractérisation des matériaux cimentaires : propriétés mécaniques et perméabilité. Génie civil. Université Bretagne-Sud, 2015. tel-01242785

HAL Id: tel-01242785

<https://hal.science/tel-01242785>

Submitted on 14 Dec 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



UNIVERSITÉ
EUROPÉENNE
DE BRETAGNE

Habilitation à Diriger des Recherches
UNIVERSITE DE BRETAGNE-SUD

sous le sceau de l'Université européenne de Bretagne

Mention :
Ecole doctorale SICMA

présentée par

Vincent PICANDET

préparée au sein du
Laboratoire d'Ingénierie des Matériaux de Bretagne
LIMATB, EA 4250
Université de Bretagne-Sud

Caractérisation des matériaux cimentaires : Propriétés mécaniques et perméabilité

Soutenue publiquement le 21 octobre 2015

devant le jury composé de :

Christophe LANOS

Professeur, Université de Rennes I / *Rapporteur*

Alain SELLIER

Professeur, Université de Toulouse III - Paul Sabatier / *Rapporteur*

Frédéric SKOCZYLAS

Professeur, Ecole Centrale de Lille / *Rapporteur*

Christophe BALEY

Professeur, Université de Bretagne-Sud / *Examineur*

Noël CHALLAMEL

Professeur, Université de Bretagne-Sud / *Examineur*

Abdelhafid KHELIDJ

Professeur, Université de Nantes / *Examineur*

Avant-propos

Ce manuscrit rassemble et propose une synthèse de mes recherches menées en tant que Maître de conférences, à l'Université de Bretagne-Sud. A ce jour, mes travaux peuvent être regroupés selon les trois thématiques suivantes :

- Durabilité des bétons, endommagement et stabilité des matériaux quasi-fragiles en service, couplage endommagement – perméabilité dans les matériaux à matrice cimentaire.
- Transferts dans les géo-suspensions : Analyse des transferts fluides dans les matériaux granulaires déformables (sols fins, bétons frais...), Application aux phénomènes de migration d'eau et de consolidation et/ou de sédimentation, aux écoulements multiphasiques et à la rhéologie des suspensions granulaires concentrées.
- Caractérisations mécanique et thermique des matériaux de construction à base de granulats d'origine végétale : mesure et modélisation du comportement mécanique et des paramètres de transferts, à l'état durci et à l'état frais, pour l'étude des procédés de mise en œuvre par compactage.

Le déroulement des mes activités d'enseignant-chercheur est synthétisé en figure 1. Mon curriculum vitæ détaillé ainsi que la liste de mes publications à laquelle se réfère la figure 1 est présentée en annexe de ce manuscrit.

L'essentiel de mes enseignements est dispensé dans la filière Génie Civil (cycles Licence et Master) de l'UFR Sciences et Sciences pour l'Ingénieur, mais également en licence professionnelle éco-matériaux éco-construction depuis septembre 2008 ainsi qu'en Master Recherche Génie Mécanique – Génie Civil en commun avec l'université de Rennes 1 et l'INSA de Rennes depuis septembre 2012.

Mon activité de recherche, de 2002 à 2006, a été contrainte par des activités administratives et d'enseignement très soutenues, liées à la consolidation de la mise en place de la filière génie civil créée en 1999 au sein de l'UBS, elle-même jeune université fondée en 1995. A mon arrivée, la filière génie civil comptait une équipe pédagogique réduite, avec au maximum quatre enseignants de l'université jusqu'en septembre 2007, pour un effectif demeuré stable d'une cinquantaine d'étudiants par promotion.

Par ailleurs, j'ai dû également opérer une conversion thématique de recherche afin de m'inscrire dans la thématique de recherche de l'équipe « Génie Civil » portant sur la rhéologie des bétons frais, elle-même inscrite dans l'axe « mise en forme des matériaux » du laboratoire LG2M. J'ai donc dû opérer une transition des bétons hydrauliques durcis avec un comportement élastique endommageable, quasi-fragile et sensible aux altérations physicochimiques vers les bétons à l'état frais et au très jeune âge avec un comportement visco-plastique, sensible au vieillissement et peu stable avec des phénomènes de consolidation à la mise en œuvre. Ce dernier point repose notamment sur les transferts d'eau au sein du matériau et établit des premiers liens naturels avec mon expérience préalable. Des travaux expérimentaux préliminaires, initiés dans les travaux de thèse de Jean-Claude Tchamba à

partir de 2006 permettront d'explorer la consolidation et la variation de pressions interstitielles au sein des bétons après leur mise en place dans les coffrages.

A l'issue d'une période de 4 ans d'une activité de recherche assez modeste, un Congé de Recherche et de Conversion Thématique (CRCT) m'a permis de passer 6 mois en 2006 au National Institute of Standards and Technology (NIST) au sein du « Building Fire Research Laboratory », division « Inorganic Building Materials Group », voir figure 1. Ce séjour m'a permis de reprendre une activité de publications, de travaux laissés en suspens sur les couplages endommagement – perméabilité des bétons durcis et d'appréhender par de nouvelles méthodes expérimentales la mesure du seuil et la structuration de suspensions minérales concentrées et de pâtes de ciment. Ce dernier sujet s'inscrivait pleinement dans la thématique de recherche menée jusqu'alors à Lorient, dans le domaine du génie civil.

Cette expérience enrichissante à l'étranger m'a aussi convaincu de l'intérêt de développer les échanges internationaux au sein même de la filière d'enseignement. Afin d'étendre les accords mis en place par l'université, je suis, depuis septembre 2006, le principal interlocuteur des relations internationales pour la filière génie civil, avec une vingtaine de semestres d'études ou de stages de recherche à l'étranger en master.

En 2007 s'est présentée l'opportunité de travailler sur les matériaux de construction d'origine végétale, en collaboration avec Christophe Baley, qui au sein du Laboratoire L2P possédait déjà une expérience reconnue quant à l'utilisation des fibres végétales comme renfort dans les matériaux composites à matrice organique. L'idée était de travailler sur la valorisation des co-produits agricoles des principales filières nationales de fibres végétales : le lin et le chanvre afin de contribuer au développement de cette agriculture. Lors de la thèse de Tai-Thu Nguyen, des travaux précurseurs ont été menés. Ils ont été orientés sur l'amélioration des propriétés mécaniques des mélanges chaux – chènevotte utilisés jusqu'ici en remplissage ou en doublage, plutôt pour la rénovation de bâtis anciens. La préfabrication d'éléments de construction s'avère alors être une méthode de mise en œuvre intéressante de ce type de matériaux puisqu'elle permet de mieux maîtriser la compacité de ces bétons dont les granulats sont très déformables et ont une grande capacité d'absorption d'eau. Cette augmentation de compacité engendre une amélioration notable des contraintes en compression, bien que le module d'élasticité reste faible et que la stabilité dimensionnelle du matériau en service reste encore à explorer, sous charge constante et/ou en environnement à humidité variable. Dès lors, cette problématique oriente indirectement nos travaux vers les deux premières thématiques évoquées, à savoir : la mise en œuvre à l'état frais du matériau puis la durabilité et l'endommagement du matériau en service.

Les bétons de chanvre possèdent une matrice minérale mais la présence de particules végétales les différencie radicalement des bétons hydrauliques traditionnels (utilisant pour liant du ciment ou de la chaux hydraulique). Ce changement est d'autant plus prononcé que la fraction volumique de ces particules végétales augmente. En effet, les propriétés thermiques et mécaniques de ces particules étant très contrastées avec celles de la matrice minérale, l'effet de leur fraction volumique sur les propriétés globales du matériau est sensible même pour des valeurs relativement modestes, inférieures à 30 %. Dans ce cadre, les travaux de thèse de Thanh Hùng Phạm montrent que des méthodes d'homogénéisation peuvent prédire les propriétés du matériau à l'échelle macroscopique après avoir identifié les propriétés de chacune des phases.

| | Statut / Fonctions | Responsabilités administratives | Labo | Thèmes de recherche | Publications |
|------|--|--|--|--|-----------------|
| 1997 | DEA | | Hydrasa | Rhéologie des boues bentonitiques | |
| 1998 | Service National | | | | |
| 1999 | Thèse | | Laboratoire de Génie Civil de Nantes – Saint-Nazaire LGCSN | Durabilité des bétons hydrauliques : Couplage endommagement perméabilité | |
| 2000 | | Membre élu conseil de Labo | | | |
| 2001 | | | | | [A 1] |
| 2002 | ATER U. Nantes | | | Modélisation de la relation endommagement–perméabilité | [B 1] |
| 2003 | Maîtres de conférences Université de Bretagne-Sud, UFR SSI. | | Laboratoire de Génie Mécanique et Matériaux LG2M | Rhéologie des bétons frais: Mesure et analyse des pressions interstitielles des bétons au repos | |
| 2004 | | DE Maîtrise d'IUP GC | | | |
| 2005 | | DE L3 GC | | | [A 2] |
| 2006 | | DE L3 GC | NIST | Mesure du seuil d'écoulement des pâtes de ciment | |
| 2007 | | DE M1 GC | | | [B 2] |
| 2008 | | | | | [A 3] |
| 2009 | | Directeur des Etudes M2 GC | Laboratoire d'Ingénierie des MATériaux de Bretagne LIMATB, équipe ECOMATH (Comportement des MATériaux Hétérogènes) | | [B 3] |
| 2010 | | | | | [A 5] |
| 2011 | | | | | [A 6] |
| 2012 | | Responsable de filière GC | | | [A 7] |
| 2013 | | Membre élu du CA de l'UBS | | | [A 8] |
| 2014 | | Membre élu du Conseil de Labo | | | [A 9] |
| 2015 | | Responsable des affaires internationales de la filière Génie Civil | | | [A 10] |
| | | | | Mécanique non locale Equivalence entre milieux discret et continu non local équivalent | [A 11], [C1] |
| | | | | Perméabilité des matériaux cimentaires à l'état frais | [A 12] à [A 15] |
| | | | | Caractérisation des granulats bio sourcés | [A 16] à [A 18] |
| | | | | Comportement mécanique des bétons de chanvre | [A 19], [A 20] |
| | | | | Béton de chanvre, optimisation de la formulation de bétons de granulats d'origine végétale compactés à la mise en oeuvre | [A 21], [A 22] |

Figure 1 : Déroulement de carrière

Pour de plus fortes fractions volumiques de particules végétales, supérieures à 50%, les propriétés mécaniques du matériau composite chaux-chanvre changent radicalement, avec notamment des résistances à la compression nettement augmentées. Toutefois la mise en œuvre de ces bétons, dont l'apport en eau est réduit, nécessite une importante procédure de compactage avec des niveaux de contraintes appliquées supérieurs au MPa. Les travaux de la thèse de Pierre Tronet se sont portés sur la compression œdométrique des mélanges à l'état frais dans le but de réaliser des blocs à maçonner et d'en étudier leurs propriétés. L'orientation des fibres lors du compactage induit alors une anisotropie significative des propriétés globales du composite produit.

Ces bétons de granulats végétaux sont l'objet de résultats expérimentaux inhabituels au regard des matériaux classiquement employés, tels que les bétons de granulats minéraux (que le liant soit hydraulique ou organique). Ils constituent aussi un nouveau terrain d'application pour explorer et enrichir des modélisations, relevant de théories d'homogénéisation, de la plasticité et/ou de l'endommagement non local par exemple. Ces derniers points, toujours en développement et en phase de rédaction pour certains ne sont pas développés dans ce document mais pourront être évoqués en perspectives.

Organisation du document

Ce mémoire rassemble l'essentiel de mes travaux de recherche à ce jour, portant sur la caractérisation des bétons, à l'état frais et durci. Ils sont regroupés selon trois chapitres, chacun relatif à un axe de recherche dont les applications sont distinctes :

- **Chapitre I** *Bétons Durcis :* (p 7)
 Perméabilité / endommagement des milieux quasi-fragiles
- **Chapitre II** *Bétons frais : Perméabilité / rhéologie des pâtes granulaires* (p 75)
- **Chapitre III** *Bétons de granulats d'origine végétale* (p 131)

Bien que ces trois thèmes puissent paraître éloignés et difficiles à associer, ils peuvent néanmoins faire l'objet d'approches communes notamment à travers l'étude conjuguée de la perméabilité et des propriétés mécaniques des matériaux étudiés. Les similitudes qui apparaissent dans les démarches scientifiques adoptées fournissent le fil conducteur de ce document.

Les démarches expérimentales ou théoriques élaborées dans le cadre particulier d'un des axes évoqués peuvent souvent être étendues dans au moins une des autres thématiques pour offrir de nouvelles approches. Les perspectives et projets, exposés en dernière partie, tentent de synthétiser, de façon pragmatique, les voies explorables en ce sens.

Chacun de ces chapitres dispose de ses propres références bibliographiques et fait l'objet d'un bilan indépendant exposé en conclusion. Les ouvertures et perspectives, y sont très peu développées afin d'être regroupées sans redite dans une même et unique dernière partie dédiée.

- **Perspectives et projet** (p 195)

Enfin, pour éviter de surcharger le manuscrit par une trop longue partie introductive au caractère autobiographique, mon curriculum vitæ détaillant plus précisément mes diverses activités professionnelles et la liste de mes publications sont rassemblés en annexe à la fin du document. Les références entre crochets présentes en Figure 1 et dans la dernière partie « perspectives et projets » renvoient vers cette liste présentée en annexe.

- **Annexe** (Liste de publications) (p 207)

Chapitre I

Bétons durcis : Perméabilité / endommagement des milieux quasi-fragiles

| | |
|--|-----------|
| 1. Introduction. | 9 |
| 1.a Cadre de travail | 9 |
| 1.b Problématique industrielle | 9 |
| 1.c Contexte scientifique | 11 |
| 2. Mesure de la perméabilité | 13 |
| 2.a Perméabilité aux gaz | 13 |
| • Dispositifs expérimentaux | 14 |
| • Écoulement visqueux, ou supposé : perméabilité apparente | 15 |
| • Protocole de mesure | 15 |
| • Déduction des écoulements par glissement, approche de Klinkenberg | 16 |
| • Déduction des écoulements turbulents, approche de Forcheimer | 17 |
| 2.b Perméabilité à l'eau | 19 |
| • Dispositifs expérimentaux | 19 |
| ○ Percolation sous charge constante | 19 |
| ○ Imbibition sous charge constante | 19 |
| • Mesure de la conductivité hydraulique en milieu saturé | 20 |
| • Cas de l'imbibition simple, sans charge hydraulique | 20 |
| • Cas de l'imbibition sous charge hydraulique positive | 22 |
| ○ Zone saturée de l'éprouvette : détermination de K | 23 |
| ○ Zone non saturée de l'éprouvette : détermination de D_0 | 24 |
| 3. Relations endommagement–perméabilité | 26 |
| 3.a Approche continue | 26 |
| • Endommagement diffus | 26 |
| • Mesure de la perméabilité au gaz, influence de la teneur en eau | 27 |
| ○ Composition des bétons hydrauliques | 27 |
| ○ Mesure de la perméabilité au gaz et séchage préalable des échantillons | 28 |
| ○ Effet de l'endommagement sur la cinétique de séchage | 28 |
| ○ Effet de la saturation en eau sur la variation induite de perméabilité | 28 |
| • Relation déformation–perméabilité | 29 |
| • Relation endommagement–perméabilité | 30 |
| • Détermination de la diffusivité hydrique | 31 |
| ○ Imbibition et mesure de la diffusivité hydrique | 31 |
| ○ Effet de l'endommagement induit sur la diffusivité hydrique | 31 |
| ○ Anomalies constatées de la diffusivité hydrique | 32 |

| | | |
|-----|---|-----------|
| 3.b | Relations fissuration–perméabilité. | 34 |
| • | Traction par fendage | 34 |
| ○ | Réponse mécanique | 35 |
| ○ | Observation de la fissuration après déchargement | 36 |
| • | Perméabilité au gaz des éprouvettes sollicitées | 37 |
| ○ | Ecoulement dans une fissure | 37 |
| ○ | Evolution de la perméabilité selon les déplacements | 38 |
| • | Perméabilité à l’eau des bétons fissurés | 39 |
| ○ | Comparaison entre perméabilités à l’eau et à l’air | 39 |
| ○ | Cicatrisation des fissures dans les bétons | 40 |
| ○ | Recouvrement des caractéristiques mécaniques | 41 |
| 4. | Modélisation du couplage endommagement – perméabilité | 42 |
| 4.a | Modélisation pour un endommagement diffus | 42 |
| • | Approche par un modèle de réseau discret | 42 |
| • | Problème mécanique | 43 |
| • | Problème hydraulique | 46 |
| • | Couplage mécanique – hydraulique | 48 |
| 4.b | Extension du modèle après localisation de l’endommagement | 49 |
| • | Evaluation de l’ouverture de la fissure | 49 |
| • | Loi d’évolution de la perméabilité | 49 |
| 5. | Localisation de l’endommagement : équivalence entre milieux discret et continu non local | 52 |
| 5.a | Systèmes discrets étudiés et équations d’équilibres | 53 |
| • | Chaîne de rotules élastiques endommageables en flexion | 53 |
| • | Chaîne de ressorts élastiques endommageables sous contrainte axiale | 54 |
| • | Equivalence entre les deux systèmes | 56 |
| 5.b | Réponse globale du système discret élastique endommageable | 58 |
| 5.c | Continualisation du système discret | 60 |
| 5.d | Conditions aux limites | 61 |
| • | Conditions de type cinématique | 62 |
| • | Conditions de type statique (ou cohésif) | 62 |
| 5.e | Milieu continu non local équivalent | 63 |
| • | Phase d’écrouissage, conditions de type cinématique | 63 |
| • | Phase d’écrouissage, conditions de type statique | 63 |
| • | Phase de radoucissement, conditions de type statique | 64 |
| • | Déplacement de l’extrémité libre de la chaîne | 64 |
| 6. | Conclusions du chapitre I | 67 |
| 7. | Références bibliographiques du chapitre I | 69 |

1. Introduction.

1.a Cadre de travail

L'analyse des résultats expérimentaux obtenus pour l'essentiel au Laboratoire de Génie Civil de Nantes Saint-Nazaire dans le cadre de ma thèse de doctorat a suscité divers développements ultérieurs, tant sur le plan de l'analyse en elle-même que sur le plan de la modélisation numérique. Une approche statistique considérant un réseau d'éléments discrets a notamment été développée afin d'étudier le couplage endommagement-perméabilité en phase de localisation d'un point de vue phénoménologique. Cette partie, débutée durant mon année d'ATER, s'est poursuivie à travers une collaboration avec l'équipe "Interactions Eau-Géomatériaux" du GeM.

Par ailleurs, parmi ces résultats expérimentaux, notamment sur les transferts en milieux non saturés avec ou sans endommagement, de nombreux résultats constituent toujours une base de données exploitable dont l'analyse pourrait être conduite selon de nouvelles approches ou de nouveaux modèles. Mon passage au NIST m'a également permis d'échanger sur ce sujet et d'apporter un nouvel éclairage sur cette potentialité.

Ensuite, la modélisation de l'endommagement et de sa localisation est un point crucial dans la compréhension des couplages endommagement-perméabilité étudiés. Depuis l'arrivée de Noël Challamel au LIMATB en 2012, j'ai pu participer à différents développements théoriques liés à la mécanique non locale. Parmi ceux-ci, l'étude de milieux discrets endommageables afin de caractériser une longueur interne associée aux milieux continus équivalents apporte de nouveaux éléments pour la modélisation de la relation entre l'endommagement et la perméabilité, selon une toute autre approche.

Ont participé à ce travail, par ordre chronologique : Guy Bastian, Abdelhafid Khelidj, Hervé Bellegou pour la partie expérimentale, Gilles Pijaudier-Cabot, Georges Chatzigeorgiou, Noël Challamel, Arnaud Perrot et Benjamin Hérissou.

Principales publications associées : (Picandet et al., 2001), (Picandet et al., 2002), (Picandet et al., 2003), (Chatzigeorgiou et al., 2005), (Picandet et al., 2008), (Picandet et al., 2013), (Picandet et al., 2014), (Challamel et al., 2014a), (Challamel et al., 2015), (Hérissou et al., 2015), (Picandet et al., 2015a).

1.b Problématique industrielle

La perméabilité de certains milieux poreux est un sujet largement étudié, notamment par les géologues pour l'étude des roches réservoirs ou par les hydrogéologues pour l'étude des aquifères. Si, les écoulements, mono ou bi phasiques, peuvent être parfaitement décrits à l'échelle du pore, la percolation à travers un milieu poreux, à l'échelle macroscopique, est plus complexe. La distribution des tailles de pores d'une part, et leurs paramètres

géométriques d'autre part, modifient pourtant sensiblement les lois d'écoulement local et jouent un rôle prépondérant sur la perméabilité à l'échelle macroscopique. La tortuosité, la rugosité et la connectivité sont notamment difficiles à évaluer et à mesurer objectivement.

La perméabilité, ou son évolution, est un indicateur de la microstructure des matériaux et par conséquent de son endommagement. Plus généralement, la perméabilité est aussi une propriété importante en elle-même, au regard de l'utilisation des matériaux cimentaires et demeure généralement un paramètre révélateur de leur durabilité. En service, que l'environnement soit considéré comme très agressif ou non, un couplage endommagement–perméabilité s'instaure et conduit à une évolution du matériau dont la cinétique combine le plus souvent deux facteurs, mécanique et chimique, couplés l'un à l'autre, comme schématisé en Figure I – 1.

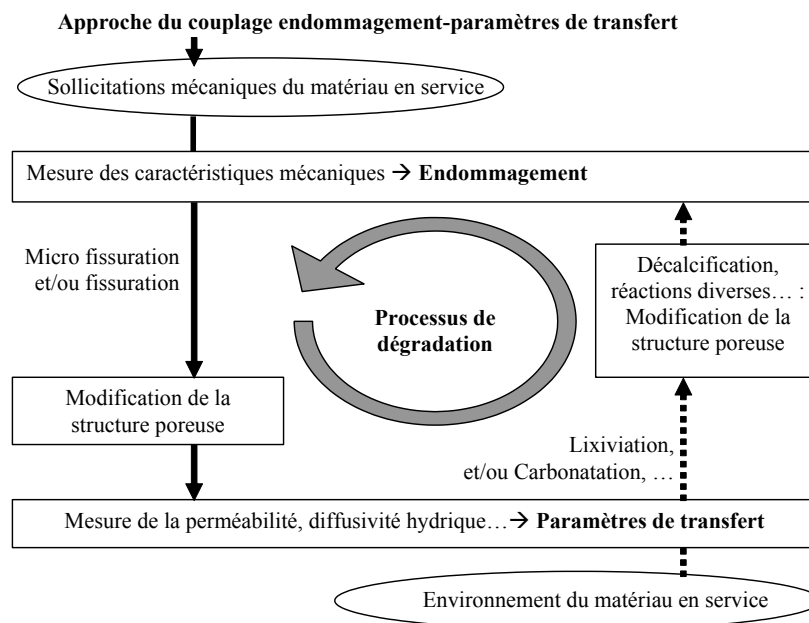


Figure I – 1 : Durabilité et couplage endommagement–transfert : approche par l'effet de l'endommagement seul

1.c Contexte scientifique

Dans le cadre des travaux expérimentaux que j'ai pu mener, l'endommagement est seulement induit mécaniquement et son effet sur les paramètres de transfert du matériau est étudié. Bien qu'intimement lié, l'effet "retour", à savoir celui des effets chimiques sur la résistance mécanique, (voir Figure I – 1) qu'il soit endommageant ou bénéfique, est un sujet de recherche complémentaire mais différent dans son approche expérimentale ou numérique.

La modélisation de cet endommagement et de sa localisation dans une approche continue pour évaluer les désordres occasionnés à l'échelle macroscopique est un sujet de recherche en soi, objet d'une littérature abondante (Bažant, 1987), (Pijaudier-Cabot and Bazant, 1987), (Bažant and Pijaudier-Cabot, 1989), (Mazars and Pijaudier-Cabot, 1989) (Carpinteri et al., 1999), (Simone et al., 2003), (Comi et al., 2007), (Dufour et al., 2008), (Pijaudier-Cabot et al., 2009)...

Expérimentalement, dans le cas d'un endommagement diffus, supposé uniforme, des essais mécaniques (dynamique et/ou quasi statique) permettent d'évaluer une perte globale de raideur des éprouvettes (Picandet, 2001) (Picandet et al., 2001) tandis que dans le cas d'un endommagement localisé, l'observation directe des fissures induites et de leur ouverture est réalisable (Picandet et al., 2009). Les mesures de perméabilité au gaz permettent d'accéder à une estimation assez fine de la perméabilité, sans interaction du fluide percolant avec la matrice cimentaire. Elle nécessite toutefois une bonne maîtrise de la teneur en eau au sein des échantillons testés ainsi qu'une attention particulière quant au protocole expérimental et à l'analyse des résultats.

Les mesures de perméabilité à l'eau présentent l'avantage d'utiliser un fluide percolant non compressible qui est souvent plus représentatif des conditions envisagées. Cependant l'eau présente des interactions chimiques avec la matrice cimentaire qui modifie rapidement la microstructure du matériau cimentaire endommagée que l'on cherche à caractériser entraînant une diminution de sa perméabilité (Jacobsen et al., 1995) (Edvardsen, 1999) (Hearn and Morley, 1997) (Hearn, 1998) (Loosveldt et al., 2002), (Picandet et al., 2008) (Picandet et al., 2009) (Ranaivomanana et al., 2013), voire un recouvrement des propriétés mécaniques (Granger et al., 2007) (Hilloulin et al., 2014). Ces mesures, plus proches des conditions en service pour certaines, sont aussi les plus délicates à analyser.

La première partie de chapitre présente un résumé des méthodes expérimentales élaborées pour évaluer la perméabilité intrinsèque et la diffusivité hydrique d'un béton hydraulique avec ou sans endommagement (Picandet, 2001) (Picandet et al., 2008).

La deuxième partie récapitule les principaux résultats obtenus concernant l'effet de l'endommagement mécanique sur la perméabilité, au sens large, des bétons pour des niveaux d'endommagement modérés et uniformes (Picandet et al., 2001) ou pour une fissuration localisée et identifiée (Picandet et al., 2009).

Dans la troisième partie, une approche purement phénoménologique de l'effet de l'endommagement sur la perméabilité est ensuite abordée. Un réseau discret dont les propriétés sont déterminées selon une approche statistique est utilisé comme modèle dans le cas d'un endommagement diffus avant localisation afin de corréliser son endommagement à sa perméabilité globale (Chatzigeorgiou et al., 2005). L'étape de localisation est cruciale dans la

relation qui lie l'endommagement à la perméabilité, puisque l'écoulement en milieu fissuré devient dépendant de l'ouverture et du réseau de fissures créé. L'étude des phénomènes de localisation de l'endommagement, souvent liés à la taille des hétérogénéités et aux conditions de sollicitations, apparaît donc comme un élément clé dans l'étude de ce couplage à l'échelle macroscopique ou de la structure (Pijaudier-Cabot et al., 2009).

Les longueurs caractéristiques associées aux modèles non locaux ont une incidence majeure sur la prédiction de la distribution des microfissures ou fissures au sein du matériau. En effet, la réponse contrainte – déformation à l'échelle macroscopique en dépend fortement, notamment en phase de radoucissement. Dans ce cadre, les études réalisées par exemple pour le flambement de poteaux élastoplastiques constituent une illustration de la modélisation non locale d'un milieu continu unidimensionnel (Picandet et al., 2013) (Picandet et al., 2014). Ce point, qui ne traite que d'élastoplasticité, ne sera pas développé dans cette partie même si l'existence de solutions analytiques montre clairement l'incidence des longueurs internes sur la propagation des zones plastifiées (ou endommagées dans le cas de matériau endommageable) ainsi que sur la réponse mécanique à l'échelle macroscopique. Bien que supposées relatives aux tailles caractéristiques de la microstructure, les relations précises entre longueurs caractéristiques et physiques du matériau sont cependant toujours débattues.

La dernière partie de ce chapitre se concentre donc sur de récents développements théoriques concernant la calibration de la longueur interne au regard de la structure interne du matériau. Des études récentes (Challamel et al., 2014b), (Challamel et al., 2014c), (Challamel et al., 2015) montrent que la continualisation de systèmes discrets élastiques unidimensionnels permet de décrire leur comportement dynamique et quasi statique selon l'élasticité non locale au sens d'Eringen (Eringen, 1983) et de déterminer ainsi un effet d'échelle. Un milieu unidimensionnel périodique élastique endommageable est alors considéré afin d'établir un milieu continu endommageable non local équivalent. Pour une chaîne périodique de rotules élastiques endommageables soumise à un effort ponctuel de flexion (Challamel et al., 2014a), comme pour une chaîne axiale de ressorts élastiques endommageables en traction avec des efforts normaux linéairement croissants (Picandet et al., 2015a), il est montré que la source de non localité à l'échelle du volume observé présente un caractère intrinsèque provenant de la discontinuité initiale du milieu considéré.

Cette dernière partie ne traite que de la localisation de l'endommagement sous des aspects purement théoriques à travers un cas unidimensionnel paradigmatique. Même si les résultats qui y sont présentés ne permettent pas une exploitation directe pour prédire la fissuration du matériau, ils offrent néanmoins de nouvelles voies de réflexion et de développement dans l'amélioration des modèles couplant l'endommagement à la perméabilité des matériaux cimentaires.

2. Mesure de la perméabilité

Mes travaux sur la perméabilité des bétons avec ou sans endommagement m'ont amené à considérer deux approches :

- L'une vise à déterminer une valeur intrinsèque de perméabilité au sens de Darcy, censée dépendre uniquement du réseau du matériau poreux étudié (Picandet, 2001) (Picandet et al., 2001), (Picandet et al., 2009). Cette mesure nécessite un fluide de percolation inerte vis-à-vis de la structure poreuse. Le résultat est théoriquement indépendant du fluide de percolation, de la pression, de la température, et de la durée de percolation.

- L'autre vise à obtenir un résultat relatif au matériau en service. Les fluides considérés peuvent ne plus être inertes vis-à-vis de la structure poreuse et les perméabilités obtenues sont alors relatives aux conditions d'expérimentation : débit, pression, température, durée de percolation, ... (Picandet, 2001), (Picandet et al., 2008), (Picandet et al., 2009). Ces conditions doivent alors être les plus proches possibles des conditions du matériau en service.

Dans le cas des bétons durcis, ces deux approches sont complémentaires pour la modélisation du couplage endommagement–perméabilité.

2.a Perméabilité aux gaz

Les gaz sont les fluides qui offrent la plus faible viscosité et par conséquent sont ceux qui permettent d'accéder à de plus fines estimations de la perméabilité. Il est par ailleurs possible de sélectionner des gaz qui n'interagissent aucunement avec le matériau et dont la viscosité sur une plage de pression donnée est connue.

Pour obtenir une mesure de la perméabilité intrinsèque, dans le cas de matériaux cimentaires, il convient d'utiliser un gaz exempt de dioxyde de carbone, CO_2 , en raison de son interaction avec les composés de la pâte de ciment, par carbonatation de la chaux hydratée et exempt de vapeur d'eau, pour éviter tout phénomène de condensation à température ambiante dans les capillaires les plus fins ou la réaction de composés demeurés anhydres. L'air, à humidité relative ambiante, pose problème de ce point de vue.

La perméabilité intrinsèque est mesurable si l'ensemble du fluide percolant à travers le matériau est sujet à un écoulement purement visqueux. Or, les gaz sont des fluides compressibles, peu denses, dont la circulation dans les réseaux poreux lors des mesures est également régie par des phénomènes d'écoulements non visqueux : des écoulements par glissements dans les capillaires les plus fins, et éventuellement des écoulements turbulents dans les voies préférentielles de percolation telles que les fissures.

• Dispositifs expérimentaux

Les mesures de perméabilité aux gaz présentées dans ce rapport ont été réalisées à l'aide d'un perméamètre à charge constante de type Cembureau (Kollek, 1989). Un schéma de principe du perméamètre utilisé est donné en Figure I – 2.

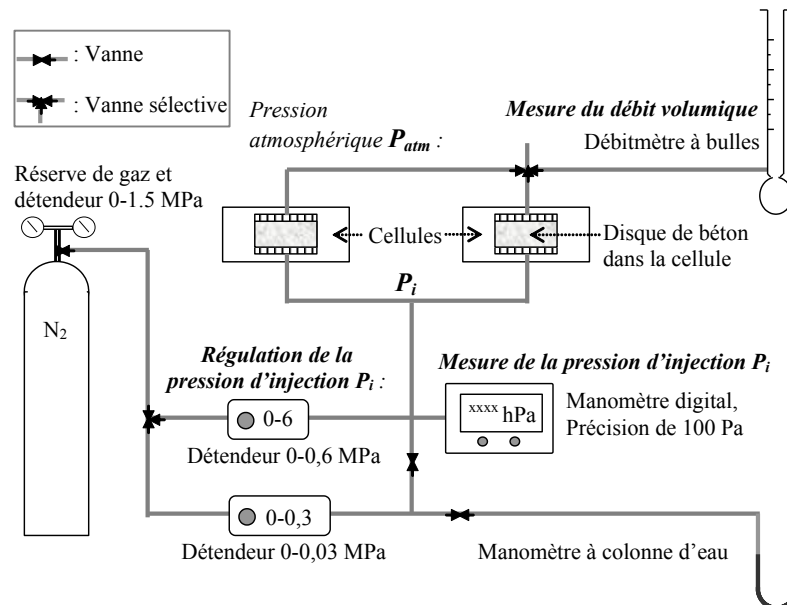


Figure I – 2 : Schéma du dispositif expérimental de mesure de perméabilité au gaz : perméamètre à charge constante

La pression relative d'injection ($P_i - P_{atm}$) est mesurée avec un manomètre digital de 1 hPa de précision ou à l'aide d'un manomètre à colonne d'eau pour les plus faibles pressions d'injection. Les mesures de perméabilité ont lieu en salle climatisée à 20 ± 1 °C, avec de l'azote pour gaz percolant. Pour chaque pression différentielle, la perméabilité apparente, k_A (m²), est calculée à partir de l'équation (I – 3). Pour les plus faibles pressions d'injection, les variations de la pression atmosphérique peuvent avoir une légère influence sur la mesure de perméabilité apparente. Le cas échéant, la pression atmosphérique au moment de l'essai est mesurée avec une précision de 1 hPa.

Les échantillons sont des cylindres dont la hauteur est comprise entre 47 et 50 mm et dont les diamètres peuvent varier de 50 à 150 mm. Les deux faces planes reposent sur une plaque striée permettant une répartition homogène de la pression. La paroi cylindrique est entourée d'un manchon néoprène étanche, plaqué par la pression d'une chambre à air. Cette pression de confinement est dans tous les cas supérieure à la pression d'injection, mais ne doit pas être beaucoup plus élevée au risque de réduire l'ouverture d'éventuelles fissures dans les échantillons les plus endommagés.

L'efficacité de l'étanchéité latérale des cellules doit être régulièrement testée. Par la suite, il peut être considéré que ce débit de fuite ne représente pas plus de 5% des débits

mesurés pour les échantillons dont la perméabilité est la plus faible. Celui-ci devient très vite complètement négligeable dès que les échantillons sont endommagés.

- **Écoulement visqueux, ou supposé : perméabilité apparente**

A 20°C, pour de faibles pressions, inférieures à 1 MPa, les gaz employés peuvent être considérés comme parfaits et leur masse volumique, ρ , comme proportionnelle à la pression P dans la mesure où l'écoulement est isotherme. En considérant un écoulement unidimensionnel établi en régime stationnaire à travers un échantillon soumis à un gradient de pression dP/dx constant, la continuité du débit massique dans l'échantillon implique :

$$\rho v = -\rho \frac{k_A}{\mu} \frac{dP(x)}{dx} = cte \text{ soit } P(x)v = -\frac{k_A}{2\mu} \frac{dP(x)^2}{dx} \quad (I-1)$$

où k_A [m^2] est la perméabilité apparente du matériau (qui suppose que tous les écoulements soient visqueux), μ est la viscosité dynamique du gaz [$kg.m^{-1}.s^{-1}$], ρ est la masse volumique et v est la vitesse fictive du gaz, i.e. le débit volumique par unité de surface : $v = Q/S$.

En intégrant cette relation et connaissant les conditions de pression annotées 1 en entrée et 2 en sortie, la relation entre le débit volumique par unité de surface qui est mesuré en sortie, v_2 , et la perméabilité apparente, k_A , peut être établie :

$$v_2 = \frac{k_A}{\mu} \frac{(P_1^2 - P_2^2)}{2LP_2} \quad (I-2)$$

En terme de pression moyenne dans l'échantillon, $P_m = (P_1 + P_2)/2$, et de gradient de pression $\Delta P/L = (P_1 - P_2)/L$ la relation s'écrit aussi :

$$k_A = \frac{Q_2}{S} \frac{2\mu LP_2}{P_m \Delta P} \quad (I-3)$$

où Q_2 est le débit volumique, à la sortie de l'échantillon, mesuré à la pression $P_2 = P_{atm}$.

Il est à noter que la perméabilité apparente, k_A , diminue lorsque la pression moyenne du gaz dans l'échantillon augmente, i.e. lorsque la pression d'injection augmente.

- **Protocole de mesure**

Les essais de perméabilité au gaz effectués comprennent plusieurs mesures de perméabilité apparente k_A pour différentes pressions différentielles. Au minimum, cinq pressions d'injection sont appliquées dans cette étude expérimentale, de manière à obtenir une précision de mesure satisfaisante. Pour chaque pression d'injection, cinq mesures de débit au minimum sont effectuées durant une période d'au moins 15 minutes afin de s'assurer qu'un régime stationnaire d'écoulement est établi.

Dans la pratique, pour des échantillons sans endommagement dont la perméabilité est inférieure à $10^{-15}m^2$, après chaque incrément de pression, une durée minimale d'attente de 30

minutes, plus souvent 1 heure, est imposée avant que les premières mesures de débit ne soient effectuées. Pour des échantillons endommagés ou fissurés, une part de l'écoulement gazeux dans l'échantillon est alors souvent turbulente. La pression relative d'injection doit être faible, inférieure à 300 hPa. La stabilisation de cette pression nécessite l'utilisation d'un détendeur spécifique de plus faible amplitude (voir Figure I – 2).

- ***Déduction des écoulements par glissement, approche de Klinkenberg***

Fondamentalement, la viscosité est la propriété du fluide qui permet la détermination de la perméabilité. Pour un liquide, la viscosité est due essentiellement aux forces d'attraction entre les molécules. Celles-ci diminuent avec l'augmentation de la température. Pour un gaz, les forces d'attraction entre molécules sont négligeables, c'est le phénomène d'échange de quantités de mouvement entre les molécules de gaz qui détermine sa viscosité. Ainsi, contrairement aux liquides, la viscosité des gaz augmente avec la température. Plus généralement, ce phénomène peut être influencé par la température, la pression, mais aussi par la taille des pores percolés.

L'écoulement par glissement est le terme général qui désigne la part de l'écoulement liée au phénomène de non-adhérence du gaz au contact de la paroi des capillaires. Cet effet, mis en évidence par l'écoulement de Knudsen, provient de la collision des molécules de gaz avec les parois des pores qui, contrairement à la viscosité, résulte de la collision des molécules de gaz entre elles (Carman, 1956). L'écoulement de Knudsen est prépondérant lorsque le rayon des pores capillaires r_p est inférieur ou égal au libre parcours moyen des molécules de gaz $\bar{\lambda}$. Lorsque ce rayon augmente (et $r_p > \bar{\lambda}$), le terme de viscosité devient prédominant mais le phénomène de glissement au contact de la paroi des capillaires persiste et doit toujours être pris en compte car la part de l'écoulement non visqueux qu'il engendre peut être non négligeable, voir figure Figure I – 3.

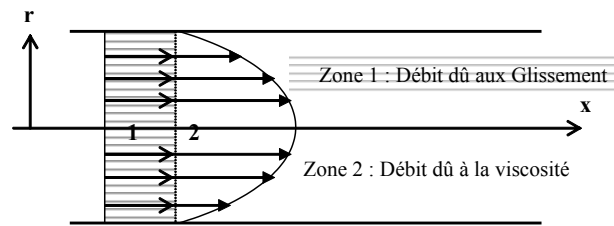


Figure I – 3 : Profil des vitesses d'un gaz s'écoulant dans un capillaire sous l'effet d'un gradient de pression

A titre indicatif, dans le cas de l'azote à 20°C et à 1000 hPa (soit environ la pression atmosphérique), la viscosité vaut $\mu = 1,76 \cdot 10^{-5}$ Pa.s et $\bar{\lambda} = 65$ nm. Pour un béton sain, la distribution des tailles de pores présente généralement deux pics, l'un compris entre 10 et 20 nm pour les pores liés à l'architecture des amas d'hydrates et l'autre à 0,1 μ m pour les pores capillaires compris entre les grains de ciment anhydre (Baroghel-Bouny, 1994). Cet effet de glissement sur le débit global mesuré est par conséquent non négligeable.

La perméabilité intrinsèque, relative aux écoulements purement visqueux est notée k_V , elle peut théoriquement être mesurée avec un liquide selon les conditions de Darcy (Darcy,

1856). Expérimentalement, les écarts entre k_V et la perméabilité apparente au gaz, k_A , sont de plus en plus faibles lorsque la pression augmente. Pour déterminer cette valeur intrinsèque de perméabilité, k_V , une relation linéaire peut être établie avec k_A en fonction de l'inverse de la pression moyenne (Klinkenberg, 1941).

$$k_A = k_V \left(1 + \frac{\beta_k}{P_m} \right) \quad (I - 4)$$

β_k désigne le coefficient de Klinkenberg (Pa). Il apparaît alors que la perméabilité intrinsèque k_V est la valeur limite de la perméabilité apparente k_A lorsque la pression moyenne du gaz tend vers l'infini, c'est-à-dire lorsque le gaz tend vers un état condensé (phase liquide).

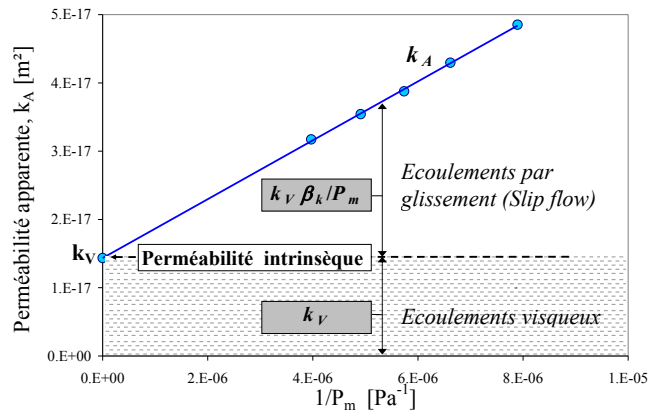


Figure I – 4 : Exemple et interprétation d'un graphe $k_A = f(1/P_m)$ obtenu à partir de mesures expérimentales pour un béton ordinaire

Pour une pression différentielle définie, le rapport des débits lié respectivement aux écoulements par glissement et aux écoulements purement visqueux est donné par : (voir Figure I – 4).

$$\frac{Q_{gliss}}{Q_{visq}} = \frac{\beta_k}{P_m} \quad (I - 5)$$

Il est à noter que la perméabilité intrinsèque, k_V , doit son qualificatif uniquement au fait d'être significative du seul écoulement visqueux. Sa valeur dépend encore du degré de saturation du matériau lors des essais. k_V augmente lorsque la teneur en eau diminue (Abbas et al., 1999).

- **Déduction des écoulements turbulents, approche de Forcheimer**

La loi de Forcheimer (1901), permet d'ajouter à la relation initiale de Darcy (1856) qui ne considère que les écoulements purement visqueux ou laminaires, un terme de vitesse du deuxième ordre afin de tenir compte des effets inertiels se produisant lors de la percolation (Dullien, 1992). Avec l'introduction de la constante β_i appelée paramètre inertiel, cette loi s'écrit :

$$-\frac{dP}{dx} = \frac{\mu}{k_v} v + \beta_t \rho v^2 \quad (\text{I} - 6)$$

Lorsque v devient faible, le dernier terme peut être négligé pour tendre vers la relation de Darcy. En considérant à nouveau que le gaz se comporte comme un gaz parfait pour de faibles pressions, soit $\rho = PM/RT$, pour un écoulement unidimensionnel en régime permanent sous l'effet d'un gradient de pression dP/dx constant, la continuité du débit massique dans l'échantillon implique $\rho v = \rho_2 v_2$ ou $Pv = P_2 v_2$ et l'équation (I – 6) peut aussi s'écrire :

$$-\frac{P}{\mu P_2 v_2} \frac{dP}{dx} = \frac{1}{k_v} + \beta_t \frac{M}{RT} \frac{Pv}{\mu} \quad (\text{I} - 7)$$

En intégrant cette relation et connaissant les conditions de pression annotées 1 en entrée et 2 en sortie, la relation entre le débit volumique par unité de surface qui est mesuré en sortie, $v_2 = Q_2/S$, la perméabilité apparente, k_A , définie selon l'équation (I – 3), et la perméabilité intrinsèque, k_v , peut être établie :

$$\frac{1}{k_A} = \frac{1}{k_v} + B_t \frac{Q_2}{S} \quad \text{avec} \quad B_t = \frac{\beta_t}{\mu} \frac{M}{RT} P_2 \quad (\text{I} - 8)$$

L'inverse de k_A peut alors être représenté comme une fonction affine de Q_2 dont l'ordonnée à l'origine est égale à l'inverse de k_v . A partir de plusieurs mesures de k_A pour des gradients de pression différents, k_v peut être identifié. Ces débits sont obtenus expérimentalement en faisant varier le gradient de pression.

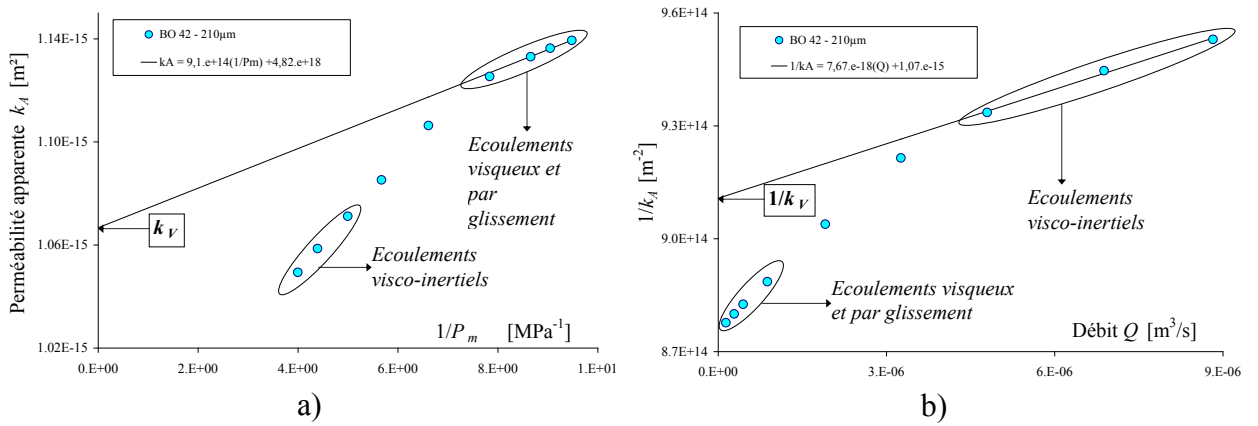


Figure I – 5: Transition entre les effets des écoulements par glissement et ceux des écoulements inertiels au cours d'un essai réalisé à différentes pressions d'injection pour un même échantillon de béton ordinaire endommagé par fendage avec une fissure d'environ 85 µm d'ouverture en son centre. Détermination de la perméabilité intrinsèque à partir des mesures de perméabilité apparente pour :

- a) les plus faibles pressions d'injection selon la méthode de Klinkenberg
- b) les débits les plus importants correspondant aux pressions d'injection ou plus élevées selon l'approche de Forchheimer

La Figure I – 5 présente les mesures de perméabilité apparente obtenues avec un échantillon fissuré. Selon le repère considéré en a) la perméabilité intrinsèque, k_v , est déduite à partir de la méthode de Klinkenberg pour les mesures obtenues avec les plus faibles pressions d'injection tandis que en b), k_v , peut être également obtenue par la méthode de

Forcheimer pour les pressions d'injection les plus élevées. Les valeurs de k_V déduites par la première méthode sont ici légèrement inférieures à celles déduites par la seconde méthode mais demeurent très proches. Globalement, dans le cas d'écoulements par glissement $k_A > k_V$ tandis qu'en présence d'écoulements turbulents, $k_A \leq k_V$.

2.b Perméabilité à l'eau

Deux approches sont étudiées selon que l'on considère un milieu saturé, avec un gradient hydraulique établi et constant, ou un milieu non saturé, avec le suivi d'une perturbation hydrique au sein du matériau.

Le premier cas, assez simple, est facilement accessible dans le cas de bétons fissurés. Il est analogue au cas de la perméabilité au gaz précédemment évoqué, mais avec un fluide de percolation qui peut être considéré comme incompressible.

Le second cas nécessite de considérer, outre le transfert en milieu saturé lorsqu'il a lieu au sein du matériau, la diffusivité de l'eau en phase vapeur. Les techniques d'observation et de mesure de cette diffusivité hydrique peuvent être conduites sur des bétons non endommagés mais nécessitent des dispositifs et des conditions expérimentales souvent plus élaborés.

- **Dispositifs expérimentaux**

- *Percolation sous charge constante*

Cet essai consiste simplement à mesurer le débit d'eau, unidirectionnel, traversant une éprouvette saturée. Dans le cas d'échantillons fissurés d'épaisseur inférieure à 5 cm, le dispositif présenté en Figure I – 6 peut être utilisé en mesurant le débit d'eau traversant l'échantillon en fonction du temps (Picandet, 2001), (Picandet et al., 2009).

- *Imbibition sous charge constante*

Il s'agit de mesurer l'évolution des profils de teneur eau $\theta(z)$ d'éprouvettes mises en contact par la base ($z = 0$) avec de l'eau à pression constante. Ces essais d'imbibition, avec ou sans charge hydraulique, se déroulent en condition isotherme avec des éprouvettes de matériaux initialement secs.

L'éprouvette est fixée sur une réserve d'eau en contact avec sa base par un assemblage de pièces maintenues par quatre écrous et des tiges filetées, voir Figure I – 6. L'étanchéité est assurée par des joints en caoutchouc circulaires enduits de graisse silicone. L'étanchéité latérale des éprouvettes, assurée par plusieurs couches de résine époxy, permet uniquement un transfert hydrique unidirectionnel, selon (z), au sein de l'éprouvette. L'absence d'excroissance extérieure au niveau de l'embase et de la tête de l'éprouvette autorise le chariot densimétrique à se déplacer le long de l'intégralité de l'éprouvette afin de suivre l'évolution des profils de teneur en eau par l'intermédiaire de la mesure de la masse volumique globale du matériau avec une précision de l'ordre de 10^{-3} g/cm^3 (Picandet, 2001). Ces mesures sont automatisées et les essais ont été conduits sur plusieurs mois (Picandet et al., 2008).

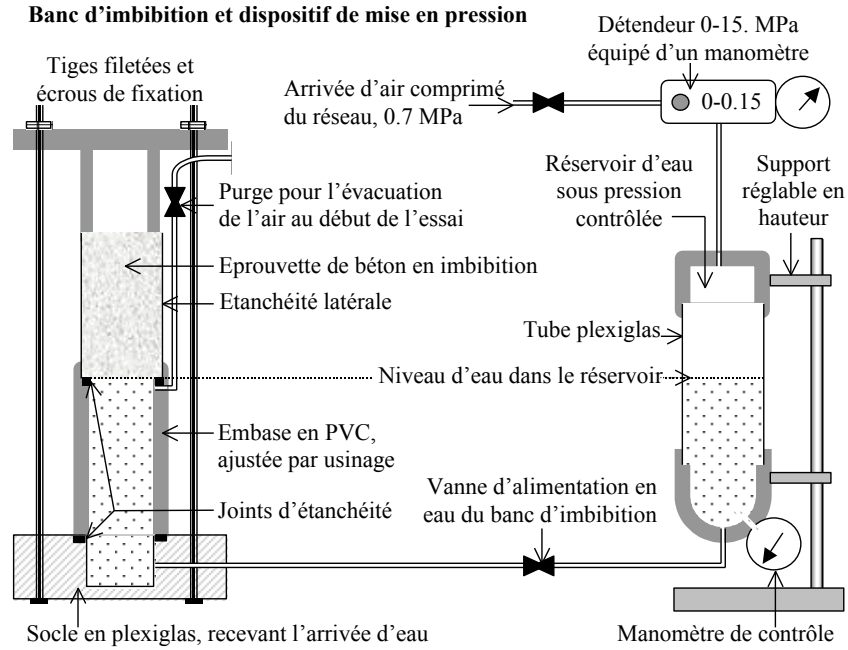


Figure I – 6 : Schéma global du dispositif d'imbibition sous pression nulle ou positive

- **Mesure de la conductivité hydraulique en milieu saturé**

Dans le cas de l'eau à 20°C, la viscosité dynamique du fluide de percolation, μ_l , est de 10^{-3} Pa.s. A cette température, une perméabilité intrinsèque, k_V , de 10^{-17} m² correspond à une conductivité hydraulique à saturation, K_l , de 10^{-10} m.s⁻¹, puisque $K_l = k_V \rho_l g / \mu_l$ avec ρ_l , la masse volumique de l'eau et g l'accélération de la pesanteur. Expérimentalement, à partir de la mesure du débit volumique par unité de surface $v = Q/S$ traversant un échantillon de section S soumis à un gradient de charge hydraulique unidirectionnel, $i = \Delta H/L$, la conductivité hydraulique K_l est calculée selon la relation originelle de Darcy (Darcy, 1856) :

$$v = K_l i \text{ ou } \frac{Q}{S} = K_l \frac{\Delta H}{L} \quad (\text{I} - 9)$$

- **Cas de l'imbibition simple, sans charge hydraulique**

Le niveau piézométrique ou la charge hydraulique de l'eau liquide dans les pores, H [m] (i.e. en mètre de colonne d'eau), peut s'écrire en fonction de la pression interstitielle u [Pa] et de la cote verticale z considérée. Cette dernière est comptée positivement vers le haut, telle que $H = u/\gamma_w + z$, avec γ_w [N.m⁻³] le poids volumique de l'eau. Si le matériau n'est pas saturé, u est fonction de la teneur en eau volumique θ . La valeur de u est négative. Le terme u/γ_w peut être exprimé en mètres de colonne d'eau et correspond à la succion capillaire, ψ ($\psi = u/\gamma_w$), régie par la loi de Kelvin :

$$\psi = \frac{RT}{M_v g} \ln(\varphi) \text{ avec } \varphi, \text{ l'humidité relative telle que } \varphi = \frac{P_{vap}}{P_{vs}} \quad (\text{I} - 10)$$

Où P_{vap} désigne la pression de vapeur au sein des pores et P_{vs} , la pression de vapeur saturante.

Dans le cas d'une imbibition, la teneur en eau du matériau est croissante en tous points au cours du temps, et la relation $\psi(\theta)$ relative aux zones non saturées est unique : il n'y a pas de phénomène d'hystérésis sorption-désorption à prendre en compte.

La loi de Darcy généralisée aux milieux non saturés, en condition isotherme, amène à définir les conductivités hydrauliques $[m.s^{-1}]$ de la phase liquide $K_L(\theta)$, et de la phase vapeur $K_{vap}(\theta)$, sous l'effet d'un gradient de charge hydraulique de la phase liquide $\vec{i} = \nabla H$. Au regard de la somme des flux massiques en phase liquide et vapeur, la conductivité hydraulique globale du milieu non saturé $K(\theta)$ peut être définie comme la somme des conductivités hydrauliques de la phase liquide et de la phase vapeur : $K(\theta) = K_L + K_{vap}$. Le bilan local de conservation de masse implique $\partial\theta/\partial t = -div(\vec{v})$, où v est le débit volumique par unité de surface : $v = Q/S$. Pour un écoulement unidirectionnel selon z , la relation de Darcy du milieu non saturé peut donc s'écrire :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K(\theta) \frac{\partial H}{\partial z} \right] \quad (\text{I} - 11)$$

La charge hydraulique effective H peut aussi être considérée comme variable principale. Il convient alors d'introduire la capacité capillaire $c(u)$ $[m^{-1}]$ telle que $c(u) = \gamma_w \partial\theta/\partial u$. Cette grandeur rend compte de l'aptitude d'un milieu poreux à libérer ou à emmagasiner de l'eau sous l'effet d'une variation de pression (Vauclin et al., 1979). Elle permet aussi d'exprimer la diffusivité hydrique globale du matériau, $D(\theta)$, $[m^2.s^{-1}]$ à la conductivité hydraulique $K(\theta)$ puisque $D(\theta) = K(\theta)/c(u)$. En considérant la pression interstitielle, u , comme variable principale, la relation (I - 11) peut s'écrire selon l'équation de Richards (1931) (Musy and Soutter, 1991), (Daïan and Saliba, 1993).

$$\frac{\partial u}{\partial t} c(u) = \frac{\partial}{\partial z} \left[K(\theta) \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \gamma_w \right) \right] \quad (\text{I} - 12)$$

Dans le cas d'un flux monodirectionnel vertical sur des éprouvettes d'une vingtaine de centimètres de hauteur, les forces gravitaires sont négligeables par rapport aux forces capillaires mises en jeu, c'est-à-dire $\Delta z \ll \psi$, et $H \cong u/\gamma_w$. L'équation (I - 11) peut alors être réduite à la relation suivante :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D(\theta) \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (\text{I} - 13)$$

Afin de pouvoir résoudre cette équation type « deuxième loi de Fick », la variable de Boltzmann est introduite : $\zeta = z/\sqrt{t}$. Si l'expression $D(\theta) \partial u/\partial \zeta$ n'est pas fonction du temps, θ n'est fonction que de ζ et l'équation (I - 13) peut alors être réduite aux deux variables θ et ζ (Vauclin et al., 1979), (Daïan, 1986), (Musy and Soutter, 1991), (Aouaïssia Abdallah, 1997), (Picandet, 2001), (Picandet et al., 2008) :

$$-\frac{\zeta}{2} \frac{d\theta}{d\zeta} = \frac{d}{d\zeta} \left(D(\theta) \frac{d\theta}{d\zeta} \right) \quad (\text{I} - 14)$$

Si le milieu étudié est équivalent à un milieu semi infini, les conditions aux limites suivantes doivent être satisfaites :

- Si $t = 0, \forall z : \theta = \theta_0$ soit si $\zeta \rightarrow \infty$ alors $\theta = \theta_0$
- Si $t > 0$ et si $z = 0 : \theta = \theta_{sat}$, soit si $\zeta = 0$ alors $\theta = \theta_{sat}$
- Si $z = z_{max}, \forall t \in [0, t_f], \theta = \theta_0$. Le front d'humidité n'atteint pas la face supérieure de l'éprouvette. Les résultats des essais peuvent être pris en compte jusqu'à l'apparition décelable au temps t_f (temps final de l'essai) d'une variation de la teneur en eau par rapport à la teneur en eau initiale θ_0 sur la face opposée à l'imbibition à la cote z_{max} .

D'après l'équation (I – 14), les profils de teneur en eau mesurés $\theta(z,t)$ doivent tous correspondre théoriquement à une fonction unique $\theta = f(\zeta)$. La valeur de $D(\theta)$ peut ainsi se déduire à partir du calcul de l'intégrale de la fonction réciproque $\zeta = f^{-1}(\theta)$ et de sa dérivée (voir Figure I – 9) selon la relation suivante :

$$D(\theta) = \frac{1}{2 \frac{d\theta}{d\zeta}} \int_{\theta_0}^{\theta} \zeta(\theta) d\theta \quad (\text{I} - 15)$$

Où θ_0 désigne la teneur en eau initiale dans l'ensemble de l'éprouvette (Daian, 1986), (Bellini da Cunha Neto, 1992), (Daian and Saliba, 1993), (Picandet, 2001), (Picandet et al., 2008).

• *Cas de l'imbibition sous charge hydraulique positive*

En condition isotherme, la différence fondamentale entre une imbibition sous charge nulle ou négative et une imbibition sous charge positive, réside dans la présence ou non d'une zone où le matériau est saturé en eau.

– Dans le cas d'une charge nulle, l'éprouvette vient juste affleurer une surface libre. La teneur en eau maximale en eau dans l'éprouvette correspond alors à la teneur en eau à saturation des pores capillaires θ_{cst} , qui est inférieure à la teneur en eau à saturation, θ_{sat} . En effet θ_{sat} n'est atteint que lorsque tous les pores du matériau sont saturés, même les plus gros d'entre eux, souvent dus à l'air occlus lors du coulage. Une légère différence est toujours constatée (Bear, 1988), telle que $\theta_{cst} < \theta_{sat}$. Par conséquent, la zone correspondant à $\theta = \theta_{sat}$ est théoriquement inexistante ou est négligeable (Daian, 1986) (Perrin et al., 1998) et l'équation (I – 15) peut s'appliquer sur l'ensemble de l'éprouvette.

– Quand une charge hydraulique positive est appliquée, la zone où l'éprouvette est saturée, i.e. zone où $\theta = \theta_{sat}$, existe et évolue dans le temps (Aouaïssia Abdallah, 1997) (Picandet et al., 2008) et le débit d'eau circulant dans cette zone relève simplement de la loi de Darcy en milieu saturé donnée en équation (I – 9).

La description du transfert d'eau dans les zones saturées repose sur la loi de Darcy en milieu saturé, c'est-à-dire pour une zone comprise entre $z = 0$ et $z < z_s$ tandis que pour $z \geq z_s$ voir (I – 6), l'éprouvette n'est pas complètement saturée en eau. Dans ce dernier cas, deux zones peuvent encore être distinguées et séparées l'une de l'autre par la limite du front

d'humidité à la cote z_h . La cote z_h est définie telle que si $z \leq z_h$, alors $\theta > \theta_0$ et si $z > z_h$, alors $\theta = \theta_0$, voir Figure I – 7.

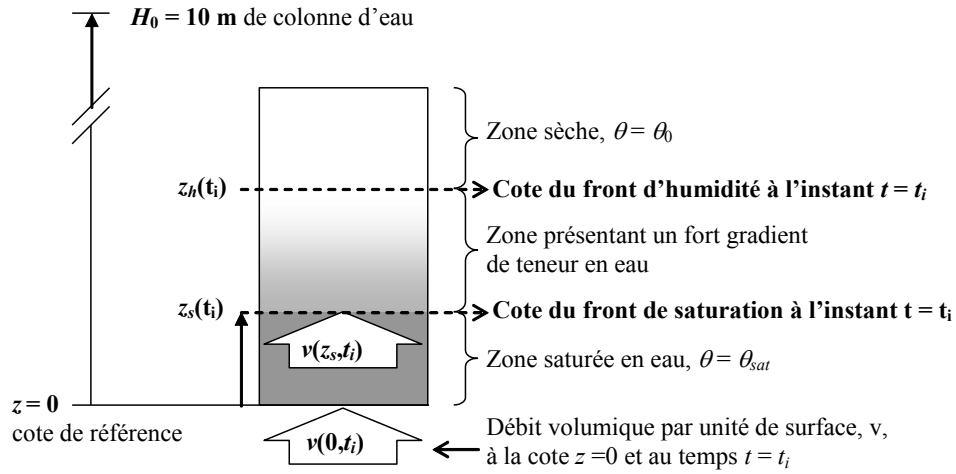


Figure I – 7 : Schéma de répartition des teneurs en eau et équivalence des flux d'eau d'une éprouvette en imbibition sous pression

Dans tous les cas, les cotes des niveaux z_s et z_h (i.e. pour z tel que $z_s \leq z \leq z_h$) sont fonction du temps, du gradient de pression et vérifient théoriquement l'équation (I – 13). Par conséquent, si les conditions limites correspondent à celles d'un milieu semi infini, il existe pour chacun de ces niveaux une unique variable de Boltzmann associée : ζ_s et ζ_h . C'est-à-dire que, z_s et z_h varient selon la racine carrée du temps, dans les cas d'imbibition (sous charge nulle ou positive).

○ Zone saturée de l'éprouvette : détermination de K

Si $z < z_s$, $c(u) = 0$, $K_{vap}(\theta_{sat}) = 0$ et $K(\theta_{sat})$ représente la conductivité hydraulique (maximale) du matériau à saturation K_l telle que définie par la relation (I – 9) puisque $K(\theta_{sat}) = K_l$. L'équation (I – 12) se réduit à $\partial^2 h / \partial z^2 = 0$, ce qui implique une variation linéaire de la charge hydraulique h selon z à chaque instant t , conformément à l'équation de Darcy, voir Figure I – 8. La condition limite en $z = 0$ étant connue ($H = H_0$), le débit volumique par unité de surface, $v(0, t)$, peut être calculé :

$$v(0, t) = K_l \frac{H_0}{z_s(t)} \quad (\text{I} - 16)$$

Le volume entré dans l'éprouvette par sa base entre l'instant 0 et t , $\Delta V(t)$, correspond au volume d'eau absorbé par l'éprouvette depuis le début de l'essai, soit :

$$\Delta V(t) = S h_0 \int_0^t \frac{K_l(t)}{z_s(t)} dt \quad (\text{I} - 17)$$

Si $K_l(t)$ est constante, et qu'une unique variable $\zeta = z/\sqrt{t}$ puisse être considérée, la perméabilité à l'eau k_{eau} [m^2] peut s'écrire :

$$k_{eau} = \mu_l \frac{\Delta V(t)}{S \Delta P} \frac{\zeta_s}{2\sqrt{t}} \quad (I - 18)$$

$\Delta V(t)$ est donc obtenu par intégration du profil de teneur en eau selon z au temps t . Lorsqu'au temps t_f l'imbibition est stoppée, le volume d'eau adsorbé par l'éprouvette peut être vérifié par la prise de masse $\Delta M(t)$ de l'éprouvette durant l'essai qui doit vérifier $\Delta V(t) = \Delta M(t)/\rho_l$.

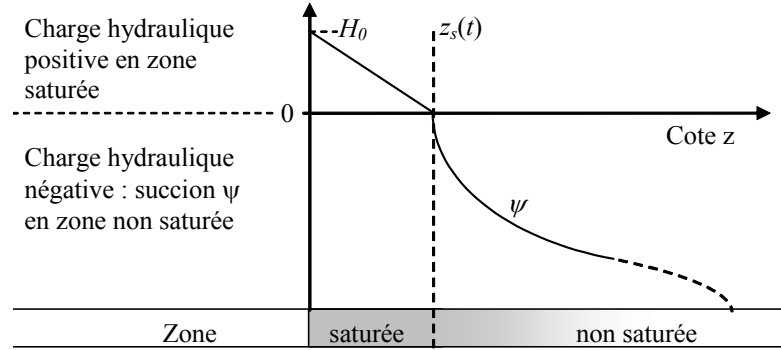


Figure I – 8 : Répartition de la charge hydraulique h de la phase liquide dans l'éprouvette

○ Zone non saturée de l'éprouvette : détermination de D_θ

La diffusivité hydrique apparente $D(\theta)$ peut être calculée pour une imbibition sans pression à partir des profils obtenus dans le repère $\theta = f(\zeta)$ et de la relation (I – 15), voir Figure I – 9. Pour une imbibition sous charge hydraulique positive, la courbe $\theta(\zeta)$ est donc décalée d'une valeur ζ_s , qui est la variable de Boltzmann relative au front de saturation dans l'éprouvette et la détermination de $D(\theta)$ se déduit alors de la relation suivante :

$$D(\theta) = -\frac{1}{2} \frac{d\theta}{d\zeta} \int_{\theta_0}^{\theta} (\zeta(\theta) - \zeta_s) d\theta = \zeta_s (\theta - \theta_0) - \frac{1}{2} \frac{d\zeta}{d\theta} \int_{\theta_0}^{\theta} \zeta(\theta) d\theta \quad (I - 19)$$

Théoriquement la portion de la courbe horizontale correspondant à $\theta = \theta_{sat}$ s'étend de $\zeta = 0$ à $\zeta = \zeta_s$, mais la forme générale de la courbe ne permet pas toujours de distinguer l'étendue de cette portion. Expérimentalement, la valeur ζ_s peut être évaluée avec davantage de précisions en observant l'écart selon ζ entre les courbes correspondant aux imbibitions sous pression et sans pression, voir Figure I – 9. La mesure de la perméabilité à l'eau à saturation, k_{eau} , couplée à celle de la diffusivité hydrique, $D(\theta)$, nécessite alors d'effectuer avec le matériau des mesures lors d'imbibitions avec deux charges hydrauliques distinctes, positives ou nulles.

L'évaluation de $D(\theta)$ peut se faire graphiquement à partir des points expérimentaux reportés dans le repère ζ - θ , puisque le premier terme du membre de droite correspond à l'aire notée « n°II » sur la Figure I – 9 tandis que le second terme dépend de la dérivée $d\theta/d\zeta$ et de l'aire notée « n°I ».

La cote du front d'humidité, z_h , est conventionnellement définie comme la cote à laquelle une élévation de la teneur en eau est décelable à partir de la valeur initiale θ_0 (voir

Figure I – 7) : si $z > z_h$ alors $\theta = \theta_0$ et si $0 \leq z \leq z_s$, alors $\theta > \theta_0$. Dans le cas d'une imbibition simple, l'aire n°I totale (pour $\theta = \theta_{sat}$) est appelée sorptivité, et la valeur de ζ_h peut être définie comme la pénétrabilité du matériau (Bear, 1988), (Aouaissa Abdallah, 1997). En pratique, à ζ_h correspond la teneur en eau initiale θ_0 , borne inférieure de l'intégration de la fonction $\zeta(\theta)$ pour la détermination de la sorptivité (aire n°I).

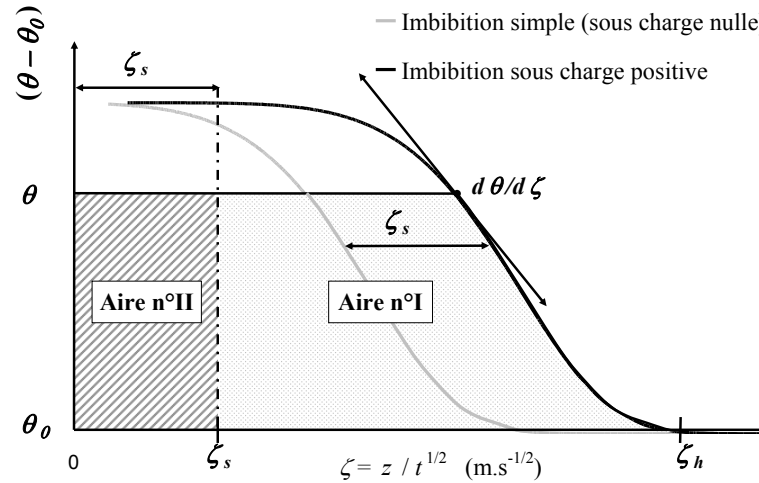


Figure I – 9 : Evaluation de la diffusivité hydrique et de la perméabilité d'un béton dans un état d'endommagement donné à partir de la représentation graphique de $\theta = f(u)$ en imbibition simple et en imbibition sous pression

On peut remarquer l'analogie du problème étudié avec un problème classique de thermique (dénommé également problème de Stephan): dans le cas d'une imbibition sous pression, la progression de la zone saturée est comparable à la solidification progressive d'un liquide occupant la totalité de l'espace semi-infini $z > 0$, et dont la température uniforme et constante est égale à celle de solidification θ_s , la face $z = 0$ étant, depuis l'instant $t = 0$, portée puis maintenue ultérieurement à la température constante $\theta_u < \theta_s$.

3. Relations endommagement–perméabilité

Partant du principe que l'endommagement produit une modification de la microstructure du milieu poreux, la perméabilité constitue un indicateur des altérations micro structurales engendrées lors des sollicitations mécaniques. La localisation de l'endommagement est cependant un point clé dans cette approche. Dans le cas des matériaux quasi fragiles tels que les bétons, la coalescence des fissures et leur orientation préférentielle dépendent du niveau d'endommagement considéré. Ce point amène à considérer deux approches (Picandet, 2001) :

- Approche continue, pour un endommagement demeurant diffus, de la phase d'initiation jusqu'au maximum de sollicitation, afin d'étudier l'amorce des microfissurations et de relier phénoménologiquement l'endommagement à l'augmentation de la perméabilité (Picandet et al., 2001). Dans cette phase continue, la conductivité hydraulique non saturée $K(\theta)$ ou diffusivité hydrique $D(\theta)$ peuvent également être mesurées (Picandet et al., 2008) pour évaluer les effets de l'endommagement sur ces paramètres de transfert (Picandet, 2001),

- Approche locale, à l'échelle de la zone fissurée, où l'essentiel de la perméabilité du matériau est régie par la morphologie de la macro fissuration. Cette localisation de l'endommagement induit également le comportement fragile à l'échelle macroscopique et nécessite une configuration expérimentale particulière (Picandet et al., 2009).

3.a Approche continue

- ***Endommagement diffus***

Lors de l'initiation de microfissures, principalement par déformation positive sous compression (i.e. effet de Poisson), pour de faibles valeurs d'endommagement, une approche continue peut être adoptée. Pour un champ de contrainte homogène, ce qui est le cas sur la partie médiane d'éprouvettes cylindriques soumises à une compression uniaxiale, voir par exemple (Carpinteri et al., 1999), la relation phénoménologique endommagement–perméabilité peut être mesurée à condition de trouver une évaluation objective de la diminution du module d'élasticité, voir Figure I – 10. Expérimentalement, c'est probablement sur ce dernier point que l'incertitude la plus grande subsiste. La Figure I – 11 montre une courbe expérimentale charge – déplacement typiquement obtenue lors des essais d'endommagement par compression uniaxiale avec des paliers de chargement haut et bas qui sont maintenus au moins 2 minutes à environ 5 et 90% de la charge à rupture constatée sur 6 éprouvettes de la même gâchée de béton.

L'évaluation de l'endommagement par méthode ultrasonique est une autre alternative qui s'est avérée plus précise dans le cadre de cette étude. En utilisant une technique

d'excitation par impulsion, les fréquences des vibrations dans l'éprouvette sont mesurées selon deux modes propres de résonance (flexion et torsion). La mesure de la célérité d'ondes ultrasonores dans une éprouvette cylindrique de béton conduit au module d'élasticité dynamique E_{dyn} , voir par exemple (Lemaître and Chaboche, 1988). De manière analogue au module statique, l'endommagement correspond à la diminution relative de ce module mesuré juste avant et après la phase d'endommagement (Ghasemzadeh and Pour-Ghaz, 2014).

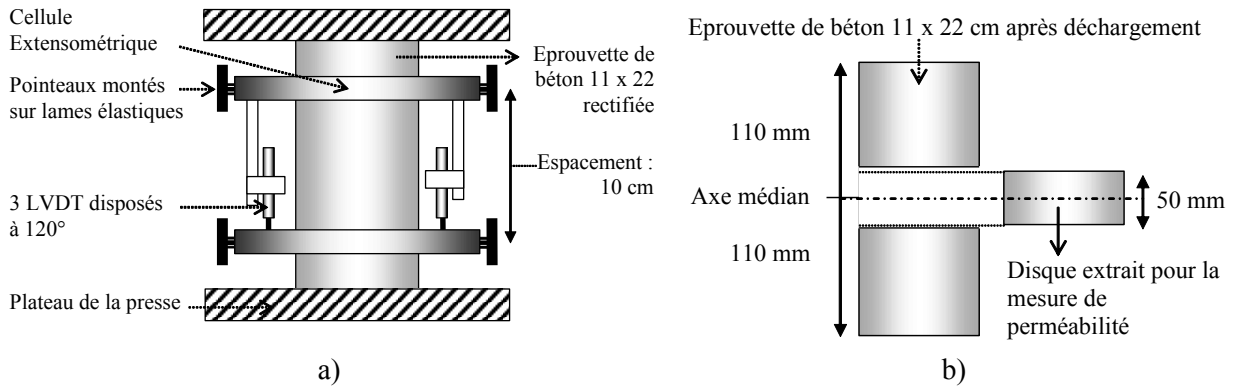


Figure I – 10 : – a) Compression uniaxiale d'éprouvettes de béton
– b) Extraction de la zone médiane pour l'étude de la perméabilité.

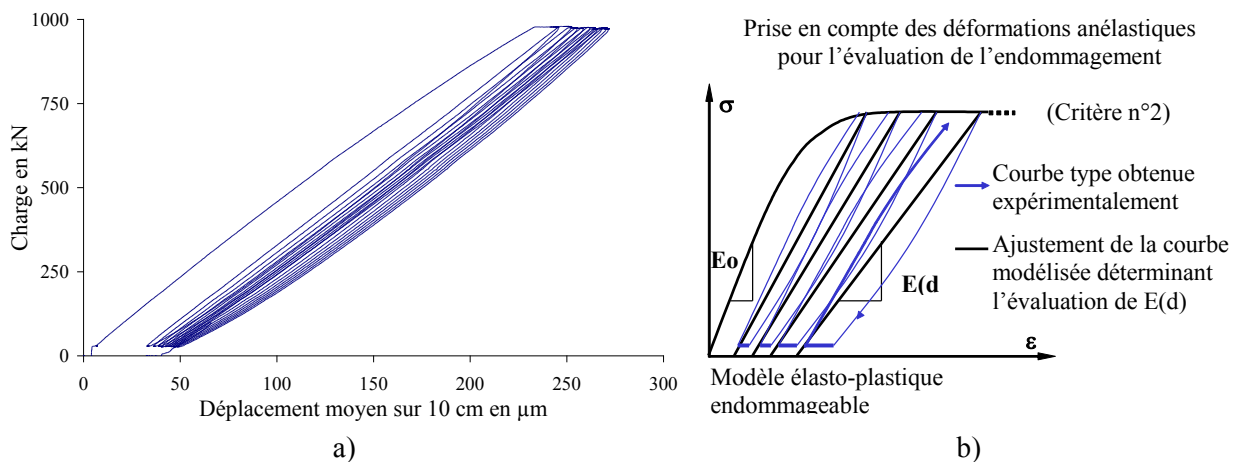


Figure I – 11 : a) – Courbe expérimentale typiquement observée en compression uniaxiale d'une éprouvette de béton haute performance
b) – Evaluation des modules d'élasticité.

- **Mesure de la perméabilité au gaz, influence de la teneur en eau**

- **Composition des bétons hydrauliques**

Les perméabilités mesurées pour des degrés de saturation contrôlés augmentent très souvent avec le rapport E/C initial des bétons (Sanjuán and Muñoz-Martínez, 1996), (Jacobs, 1998) même s'il n'existe pas de relation universelle entre le rapport E/C et la perméabilité des bétons durcis. La cure du matériau peut avoir aussi des conséquences importantes sur sa

structure poreuse et par conséquent sur sa perméabilité (Dhir et al., 1989). Le mûrissement conduit à l'achèvement de l'hydratation des bétons, et par la suite à une porosité plus faible. Les "Bétons Hautes Performances", avec une perméabilité de l'ordre de 10^{-17}m^2 , sont ainsi de manière générale moins perméables que les bétons ordinaires mais là encore, les relations empiriques entre résistance mécanique et perméabilité sur quelques formulations ne sont pas complètement généralisables (Abbas et al., 2000).

○ *Mesure de la perméabilité au gaz et séchage préalable des échantillons*

La perméabilité au gaz des milieux poreux hygroscopiques comme les bétons est très sensible au degré de saturation en eau. Elle est très faible, voire non mesurable lorsque le matériau est saturé (Yssorche-Cubaynes and Ollivier, 1999) tandis qu'elle augmente lorsque la teneur en eau diminue (Abbas et al., 1999), (Monlouis-Bonnaire et al., 2004), (Zhou et al., 2015). Pour avoir une valeur intrinsèque, la saturation en fluide percolant doit théoriquement être atteinte correspondant à un séchage complet dans le cas présent, pour que le gaz puisse accéder et circuler dans l'ensemble du réseau poral.

Le séchage des échantillons doit donc être complet sans toutefois altérer la microstructure du matériau que le test de perméabilité est censé caractériser. Une procédure par étapes permet d'augmenter progressivement la température des étuves pour atteindre 105°C afin de pouvoir viser une variation de la masse des éprouvettes à 7 jours d'intervalle inférieure à 0,01% pour des disques de BHP de 11 cm d'épaisseur et de 5 cm de diamètre. Le séchage absolu de tels matériaux n'existe pas. Comme pour de nombreux minéraux comportant des hydrates, la teneur en eau de stabilisation des bétons en atmosphère contrôlée dépend de la température considérée.

La température de 105°C , relativement élevée, produit probablement quelques endommagements (Burlion et al., 2003) qui peuvent être supposés identiques pour tous les échantillons. A cette température, une stabilisation de la teneur en eau est obtenue au bout de 7 mois de séchage pour toutes les éprouvettes afin de permettre des mesures comparatives ultérieures.

○ *Effet de l'endommagement sur la cinétique de séchage*

La cinétique de séchage est aussi, bien souvent, un indicateur de la taille du réseau poral de l'éprouvette. Ainsi, dès cette procédure de séchage comportant un suivi de masse des éprouvettes d'une même gâchée, il est observé une cinétique de séchage croissante avec les déformations maximales subies sous contraintes, ou plus généralement avec l'endommagement induit lors de la compression uniaxiale.

Si l'on peut supposer que les échantillons endommagés mécaniquement soient légèrement moins humides à cœur, ce sont également les échantillons où les gradients hydriques, source d'endommagement par dessiccation sont les plus limités. Ces deux conséquences mineures aux effets contradictoires n'ont donc plus d'influences notables sur la mesure de perméabilité au gaz à l'issue de la dernière étape de séchage.

○ *Effet de la saturation en eau sur la variation induite de perméabilité*

Lorsque le degré de saturation décroît, la variation relative de perméabilité due à l'endommagement induit décroît aussi. Premièrement, le nouveau réseau de fissures

mécaniquement induit crée un chemin préférentiel d'écoulement qui canalise presque à lui seul le flux d'air traversant une éprouvette proche d'un état de saturation en eau. Deuxièmement, la différence de cinétique de séchage engendre une teneur en eau inférieure dans les éprouvettes endommagées et donc une plus grande perméabilité globale.

Lors des mesures, la diminution du degré de saturation en eau du béton réduit l'effet de l'endommagement sur la perméabilité d'un point de vue comparatif, mais l'augmente d'un point de vue quantitatif, avec une plus grande différence absolue de la perméabilité en permettant la circulation du gaz dans les plus petites microfissures induites (Picandet et al., 2001). Pour une telle étude comparative, l'uniformité du degré de saturation doit donc être contrôlée et si possible maîtrisée (Picandet et al., 2002).

Par la suite, seules les variations relatives de perméabilité minimales sont considérées, celles obtenues après la dernière étape de séchage avec une stabilisation des teneurs en eau dans chacune des éprouvettes.

• Relation déformation–perméabilité

Indépendamment de la mesure de l'endommagement, la mesure de la déformation maximale sous contrainte ε_{max} , peut être normalisée par rapport à la déformation au maximum de résistance, ε_y , obtenue lors d'essais quasi-statiques monotones sur les éprouvettes témoins, i.e. pour la même vitesse de chargement de 4 kN/s. L'évolution de la perméabilité des bétons, après déchargement, malgré des compositions et des résistances très variables, apparaît semblable selon la déformation normalisée $\varepsilon_{max}/\varepsilon_y$: une augmentation très sensible de la perméabilité se produit lorsque 80% de la déformation au pic de résistance en compression est atteinte, voir Figure I – 12.

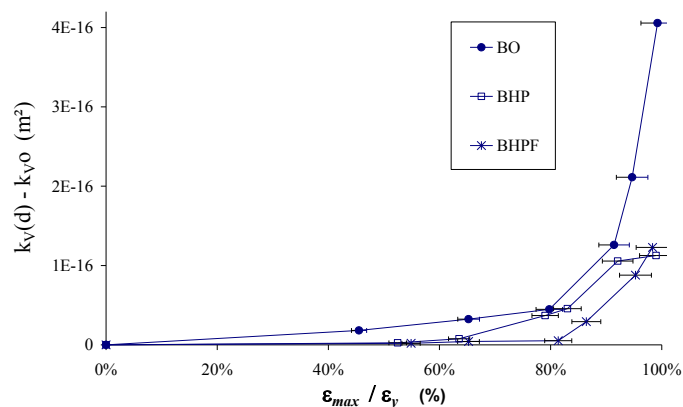


Figure I – 12 : Accroissement absolu de la perméabilité de chaque béton après la dernière étape de séchage en fonction du rapport de déformation $\varepsilon_{max}/\varepsilon_y$.

L'observation de ce seuil de déformation à $0,8\varepsilon_y$ correspond à la formation d'un réseau de microfissures connectées réparties dans l'échantillon. Ces fissures, une fois créées, ne se referment pas complètement après déchargement, (Hearn, 1999). Un tel seuil d'accroissement de la perméabilité longitudinale est aussi observé lors d'essais sous contrainte pour des états de contrainte-déformation très proches en compression uniaxiale (Hearn and Lok, 1998), en

compression triaxiale (Meziani and Skoczylas, 1999), ou pour la perméabilité radiale en compression uniaxiale (Sugiyama et al., 1996), (Choinska et al., 2007). Au-delà de ce seuil, l'endommagement créé dans les bétons a une influence sensible sur la perméabilité des bétons quel que soit leur état de chargement.

Ces travaux expérimentaux initiés lors de ma thèse montrent que l'endommagement d'un béton induit, dès son initiation, une augmentation tangible de sa perméabilité puisque les microfissures engendrées demeurent et ne se referment pas complètement après déchargement. Cette microfissuration, initiée dans les zones interfaciales présente généralement une faible orientation préférentielle tant que les endommagements (Nemati et al., 1998) (Carpinteri et al., 1999) ou les densités de fissuration (Zhou et al., 2012) sont modérés, c'est-à-dire en phase d'initiation de localisation, avant le pic de contrainte.

- **Relation endommagement–perméabilité**

L'endommagement, D , considéré ici comme isotrope est évalué à partir de la diminution relative du module d'élasticité dynamique, voir §3.a. Une même tendance apparaît pour tous les bétons, voir Figure I – 13.

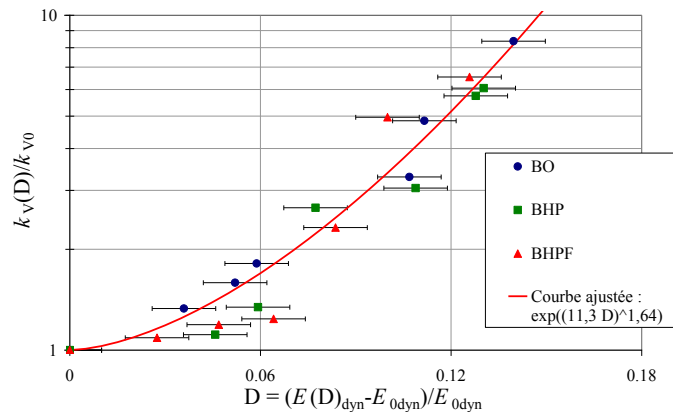


Figure I – 13 : Relation entre le rapport d'accroissement de la perméabilité et l'évaluation de l'endommagement

Parmi diverses fonctions de lissages, une fonction exponentielle est apparue particulièrement adaptée pour décrire cette évolution relative de perméabilité avec une forme similaire à celle précédemment proposée par Bary, (Bary, 1996).

$$\frac{k_v(D)}{k_{v0}} = \exp\left[(\alpha D)^\gamma\right] \quad (\text{I} - 20)$$

Une relation commune à tous les points expérimentaux, pour les trois types de béton peut être déterminée ; $\alpha = 11,3$ et $\gamma = 1,64$. Cette relation est relativement bien ajustée, puisque le coefficient de corrélation est de 0,97, et elle peut être définie comme une première relation endommagement – perméabilité définie expérimentalement et commune aux différents bétons étudiés pour un endommagement modéré, c'est-à-dire pour D compris entre 0 et 0,18 (Picandet et al., 2001).

Ces résultats, montrent clairement qu'en phase pré-pic, l'effet de l'endommagement par compression sur l'augmentation de la perméabilité intrinsèque des bétons peut être d'un ordre de grandeur. Leur comportement quasi fragile donne une relation universelle de l'évolution de la perméabilité selon l'endommagement induit mécaniquement.

Ce résultat, en phase d'initiation d'endommagement, avant localisation, a servi de référence à de nombreux travaux ultérieurs, pour alimenter des simulations numériques ou comme argument de réflexions théoriques portant sur les incidences physiques de l'endommagement dans les bétons.

- ***Détermination de la diffusivité hydrique***

En service, les transferts hydriques prennent place en milieu non saturé. La perméabilité intrinsèque est alors relative à la conductivité hydraulique à saturation tandis que la conductivité hydraulique non saturée $K(\theta)$ est reliée au produit de la diffusivité hydrique $D(\theta)$ par la capacité capillaire $c(u)$, caractéristique du milieu étudié (Picandet et al., 2008), voir § 2.b.

- *Imbibition et mesure de la diffusivité hydrique*

En milieu non saturé, le transfert d'eau dans les bétons peut se faire en phase liquide et vapeur sous le seul effet d'un gradient de concentration, comme c'est le cas dans un essai d'imbibition simple. Une éprouvette cylindrique sèche et homogène, imperméabilisée sur ses bords peut être considérée comme un milieu semi-infini tant que la perturbation hydrique initiée sur l'une de ses faces n'a pas de répercussion sur l'autre face. L'évolution de la masse d'eau absorbée se décrit alors généralement en racine carrée du temps à partir de l'initiation de la perturbation hydrique, i.e. instant de mise en contact avec l'eau d'une face (Daian, 1986), (Martys and Ferraris, 1997), (Perrin et al., 1998). Dans le cas d'une imbibition simple, du fait du caractère multi échelle de la porosité et des courbes de sorption des bétons, il n'existe théoriquement pas de zone où le matériau est parfaitement saturé, même dans une zone limitée proche de la surface en contact avec l'eau (Bear, 1988).

- *Effet de l'endommagement induit sur la diffusivité hydrique*

Pour des éprouvettes de béton endommagées, il convient de se focaliser sur la partie médiane de l'éprouvette où les contraintes radiales induites par le fretage s'exerçant sur les faces en contact avec les plateaux de la presse n'ont plus d'incidence sur l'endommagement induit. En première approche, le simple suivi de prise de masse des échantillons à la suite d'un choc hydrique montre que l'influence de l'endommagement induit par compression uniaxiale sur la diffusivité hydrique des bétons est toutefois assez limitée (Samaha and Hover, 1992). Le facteur d'accroissement de $D(\theta)$ entre les éprouvettes saines et les plus endommagées ($D \approx 0,18$) est compris entre 2 pour les bétons ordinaires et 3 pour les bétons hautes performances (BHP) (Picandet, 2001). Pour des endommagements semblables produits par des cycles gel – dégel, les mêmes rapports d'accroissement de perméabilité et taux initiaux de sorption sont aussi observés (Ghasemzadeh and Pour-Ghaz, 2014). Il est intéressant de constater également que les mesures de diffusivité aux ions chlorures en milieu saturé, conduites avec des bétons de même composition et des procédures d'endommagement

similaires (Djerbi Tegguer et al., 2013) donnent un facteur d'accroissement du coefficient de diffusion très similaire.

D'un point de vue expérimental, la mesure des évolutions des profils de teneur en eau des BHP est longue et délicate à mener du fait de la très faible porosité et perméabilité de ces bétons (El-Dieb and Hooton, 1995). Lorsqu'une charge hydraulique positive est appliquée, une zone saturée peut alors être déduite à partir d'au moins deux essais pour des charges hydrauliques positives ou nulles différentes. Cette méthode expérimentale originale (Picandet et al., 2008) permet d'accéder à la conductivité hydraulique à saturation ainsi qu'à la diffusivité hydrique $D(\theta)$ sur la plage de teneur en eau étudiée.

○ Anomalies constatées de la diffusivité hydrique

L'expérience montre régulièrement une légère discordance avec l'équation de diffusion théoriquement dépendante de la seule variable de Boltzmann de type $x/t^{1/2}$ (voir § 2.b). La pénétration de l'eau dans le matériau est plus lente que ne le laisseraient présager les premiers profils de teneurs en eau ou l'évolution des teneurs en eau dans le bas de l'éprouvette, voir Figure I – 14. Ce phénomène est plus marqué pour le BHP et que pour le béton ordinaire étudié.

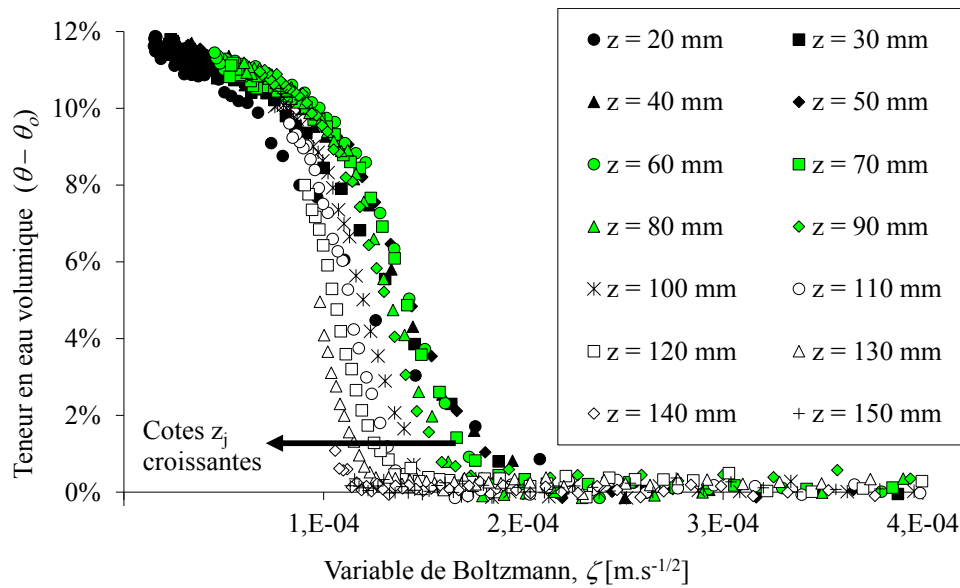


Figure I – 14 : Points de mesures reportés dans le repère (u, θ) pour une éprouvette de béton ordinaire en imbibition simple.

Ce point, est surtout observé pour divers matériaux de construction à matrice cimentaire ou non, briques ou pierres calcaires, qui apparaissent sub-diffusifs en sorption (Küntz and Lavallée, 2001) comme en désorption. Un modèle de sorption avec l'introduction d'une fonction de régularisation dépendante du temps uniquement de type $\chi(t)D(\theta)$ peut être envisagé (Lockington and Parlange, 2003) pour identifier $D(\theta)$. Le fait que les milieux sub-diffusifs au regard de la loi générale sont le plus souvent ceux dont la diffusion est telle que $D(\theta)$ est une fonction croissante de θ , ce qui n'est pourtant pas souvent le cas des bétons (Picandet et al., 2008), tend à inspirer un autre ajustement de la loi de diffusion (Küntz and Lavallée, 2004).

Après une revue et une analyse de nombreux résultats sur le sujet, il apparaît que les lois de diffusion non linéaires sont celles qui permettent la meilleure prédiction des transferts dans les milieux poreux. Pourtant, si l'équation de Darcy et de Richards généralisée procure une description macroscopique très satisfaisante des transferts en milieu non saturé, elles ne permettent pas de définir parfaitement une diffusivité hydrique pour ce type de matériaux (Hall, 2007).

Récemment, une étude expérimentale a permis de confirmer que cette sub-diffusion généralement constatée ne pouvait pas être due à une carbonatation, à une hydratation différée ou à une autre réaction de l'eau avec la matrice cimentaire, mais plutôt à une modification progressive de la structure poreuse en présence d'eau permettant de créer de nouvelles capacités de sorption venant s'ajouter avec le temps à l'effet de macro diffusion (Saeidpour and Wadsö, 2015). Par conséquent, les anomalies constatées de diffusivité hydrique, en imbibition comme en séchage, seraient dues essentiellement à un changement de morphologie du réseau poral selon sa teneur en eau, lié au gonflement au cours du temps des gels de C-S-H en présence, tel celui observé dans le bois avec le gonflement de la cellulose amorphe, et dont l'effet est d'autant plus sensible que l'épaisseur observée expérimentalement augmente.

La validité de la loi de Darcy repose en effet, sur une hypothèse assez forte : une matrice solide rigide et stable et donc la neutralité chimique du fluide percolant. Dans le cas des matériaux cimentaires, cette hypothèse n'est pas toujours vérifiée. Une perméabilité décroissante dans le temps peut être observée lorsque celle-ci est mesurée à l'eau sous charge constante (Hearn and Morley, 1997), (Hearn, 1998), (Loosveldt et al., 2002). Dans une moindre proportion, cette même observation est faite sur la perméabilité déduite de la relation de Richards généralisée et des essais réalisés sur des bétons ordinaires et haute performance (Picandet et al., 2008), mais il est difficile de conclure sur l'origine exacte de cet effet dans ce dernier cas.

Pour les bétons préalablement endommagés, l'évolution des perméabilités à l'eau est encore plus sensible. Sur des périodes de test relativement longues, elles apparaissent assez modestes (Hearn, 1999), (Picandet, 2001). Il convient alors de prendre en compte les effets d'interaction entre l'eau et la matrice cimentaire, notamment au droit des fissures induites par l'endommagement, pour une analyse objective de la perméabilité mesurée du matériau en présence d'eau, vapeur ou liquide, voir § 2.b.

3.b Relations fissuration–perméabilité.

Il s’agit dans cette partie de passer d’une approche continue précédemment décrite avec un endommagement uniforme et modéré du matériau à une approche locale avec un endommagement concentré autour d’un plan diamétral. En effet, l’endommagement induit par une compression diamétrale localise le plus souvent en une fissure traversante pouvant être identifiée et caractérisée (Picandet, 2001), (Picandet et al., 2009).

- ***Traction par fendage***

L’essai de traction par fendage permet de créer une fissuration d’ouverture contrôlée par compression diamétrale d’une éprouvette de béton. Cette configuration d’essai, déjà utilisée pour évaluer l’influence de la fissuration après déchargement sur la perméabilité à l’eau de différents bétons (Wang et al., 1997), (Aldea et al., 1999) permet de conserver le caractère monolithique des éprouvettes en contrôlant le déplacement latéral des éprouvettes appelé COD pour « Crack Opening Displacement » lors des sollicitations.

Les déformations se localisent rapidement par l’apparition, le plus souvent, d’une seule fissure traversante dans la zone du plan diamétral sollicité (Castro-Montero et al., 1995), (Rastiello et al., 2014). Avant localisation, l’endommagement est restreint à une zone limitée. En considérant un milieu continu endommageable, une approche non locale montre numériquement que l’endommagement se concentre autour du plan diamétral de chargement, dans une zone dont l’étendue est régie par la longueur caractéristique du matériau (Pijaudier-Cabot et al., 2009).

Le dispositif développé sur cette base permet de suivre la perméabilité à l’air d’une même éprouvette de béton, de 110 mm de diamètre et de 50 mm d’épaisseur, pour différentes ouvertures de fissures consécutives aux différents cycles de chargement subis, voir Figure I – 15. (Picandet et al., 2003).

La mesure de perméabilité au gaz permet une évaluation plus fine et plus rapide de l’augmentation de la perméabilité des bétons que la perméabilité à l’eau. L’accroissement de perméabilité est alors sensible dès que le déplacement latéral sous contrainte, δ_{max} , excède un seuil de 25 μm contre un seuil de δ_{max} de 50 μm pour qu’une augmentation de perméabilité à l’eau soit décelable (Wang et al., 1997), (Aldea et al., 1999). La perméabilité au gaz est de ce fait bien plus adaptée à déceler les effets sur la perméabilité de la nucléation et de la microfissuration diffuse induite dès les faibles niveaux d’endommagement (Picandet et al., 2009). Ensuite, cette même technique de mesure, moyennant une plus faible pression d’injection de gaz et une analyse des écoulements turbulents, voir § 2.a, permet de continuer le suivi de la perméabilité pour des ouvertures de fissures jusqu’à 250 μm sur un disque de béton de 110 mm de diamètre, voir Figure I – 15 a).

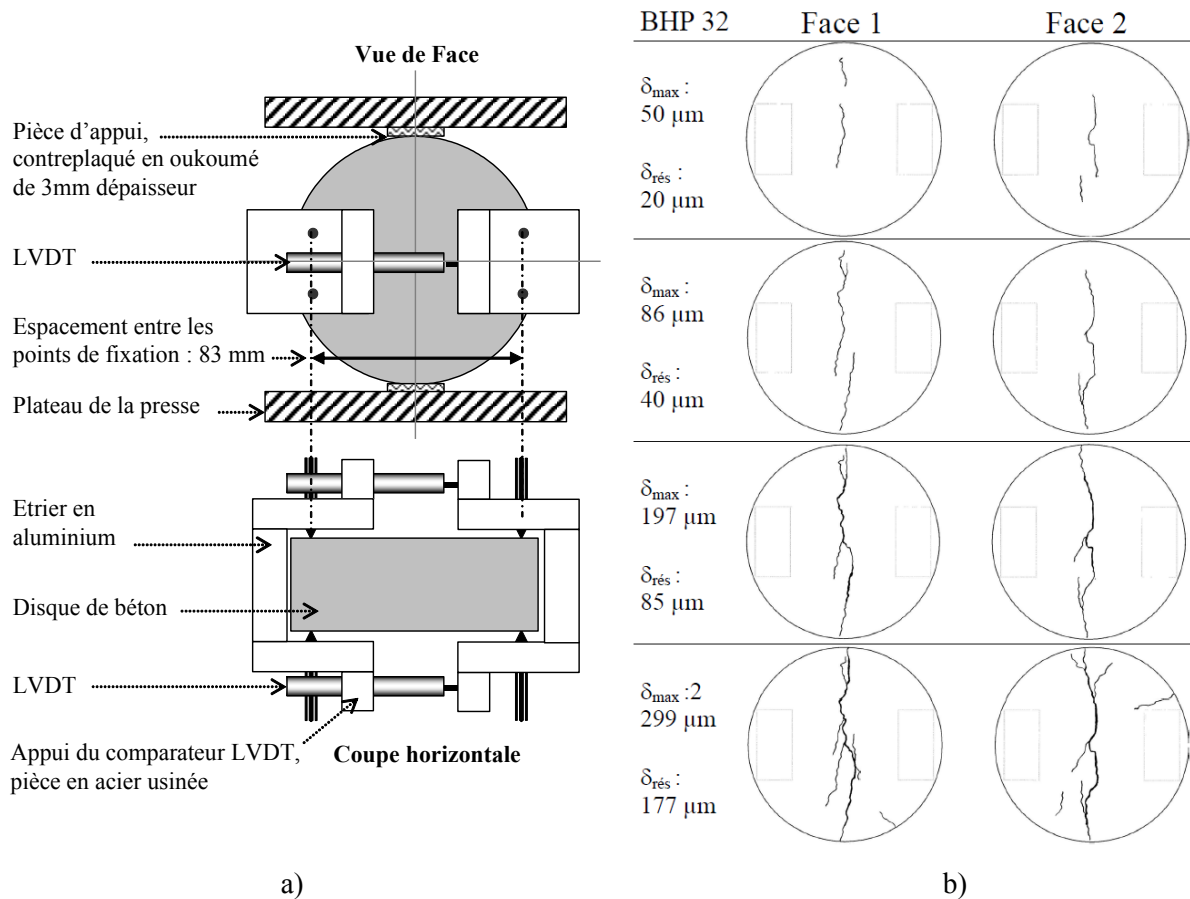


Figure I – 15 : – a) Schéma du dispositif utilisé pour la mesure des déplacements latéraux sur les disques durant une compression diamétrale
– b) Cartographie de la fissuration apparente sur les deux faces d'un disque de BHP pour différentes étapes de déformation latérale maximale

○ Réponse mécanique

Pour cette configuration expérimentale, la contrainte maximale de traction induite, σ_t , normale au plan diamétral sollicité est donnée en élasticité par : $\sigma_t = 2P/\pi L \phi$ où P est la force de compression diamétrale exercée sur le cylindre de longueur L et de diamètre ϕ . Le déplacement latéral considéré est par la suite la moyenne des deux déplacements mesurés par les capteurs positionnés sur chacune des faces de l'éprouvette, Figure I – 15 a).

Pour chaque cycle de sollicitation, un déplacement maximum sous contrainte est visé en tenant compte des déplacements résiduels cumulés sur les cycles précédents. Quelques cycles sont généralement effectués pour des déplacements δ_{\max} assez faibles, inférieurs à $50 \mu\text{m}$, afin de détailler autant que possible l'augmentation de la perméabilité pour de faibles déplacements latéraux. Une quinzaine de cycles de chargement est globalement réalisée pour chaque éprouvette. Les courbes contrainte – déplacement typiquement observées sont représentées en Figure I – 16, a) b) et c) pour chacune des trois formulations testées de béton.

L'augmentation de la perméabilité des disques peut être analysée en décomposant les effets de δ_{\max} , d'une part sur la déformation résiduelle des disques après déchargements, $\delta_{\text{rés}}$, et d'autre part sur la fissuration engendrée dans les éprouvettes.

En règle générale il apparaît qu'une relation linéaire propre à chaque béton existe entre δ_{\max} et $\delta_{\text{rés}}$. Cette relation est surtout vérifiée pour les déplacements modérés, lorsque δ_{\max} est inférieur à 200 μm , voir Figure I – 16 d) dans le cas du béton ordinaire. Le recouvrement relatif, i.e. la différence relative $(\delta_{\max} - \delta_{\text{rés}})/\delta_{\max}$ tend à diminuer avec l'accroissement de δ_{\max} .

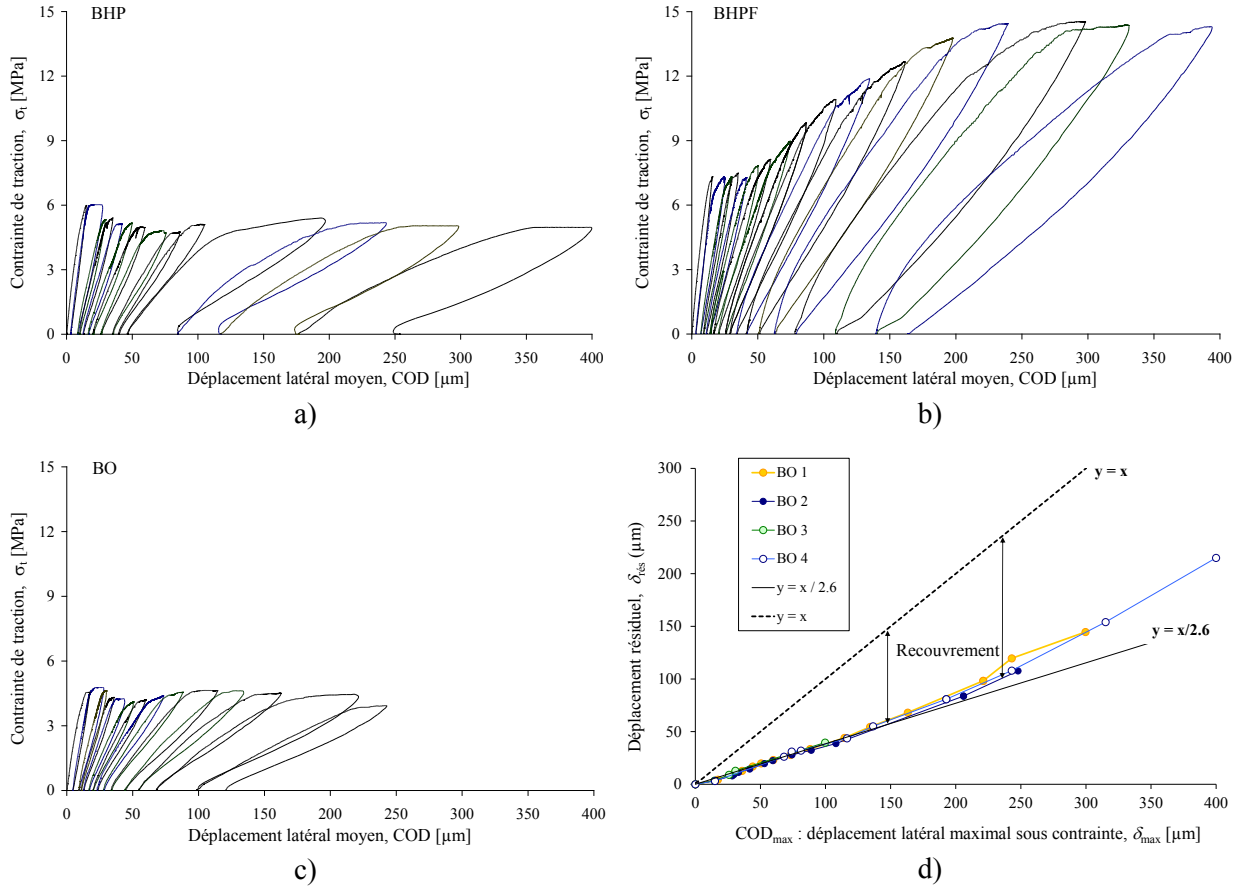


Figure I – 16 : Courbe contrainte – déplacement latéral d'un disque :
 – a) de béton ordinaire – b) de Béton Haute Performance (BHP) – c) de BHP Fibré (BHPF)
 – d) Relation entre déplacement latéral résiduel et déplacement maximal sous contrainte dans le cas du béton ordinaire

○ Observation de la fissuration après déchargement

Après avoir été sollicités, les échantillons sont observés à l'aide d'un vidéo-microscope. Une cartographie des fissures est réalisée sur chacune des faces Figure I – 15 b) et l'ouverture de la fissure principale, en quelques points, est identifiée et mesurée avec une précision de l'ordre du μm . Dès que celle-ci est identifiée, généralement pour un déplacement sous charge tel que $\delta_{\max} > 30 \mu\text{m}$, son ouverture moyenne, w_1 , est mesurée après chaque phase de chargement. Globalement, il est intéressant de noter que l'évolution de w_1 varie linéairement avec le déplacement latéral résiduel $\delta_{\text{rés}}$, selon $w_1 = \gamma \delta_{\text{rés}}$ avec $\gamma \approx 0.5$ pour chaque béton Figure I – 17 a).

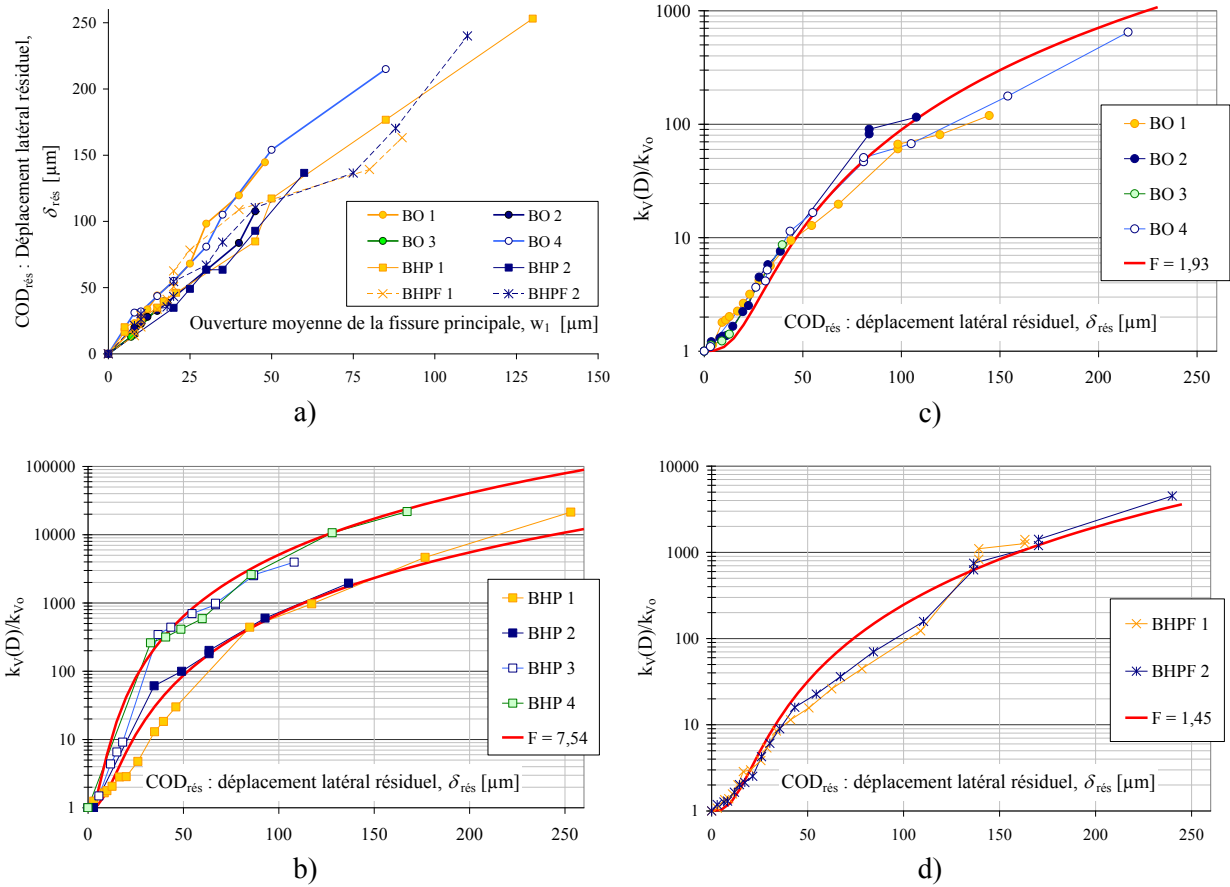


Figure I – 17 : – a) Evolution des ouvertures de la fissure principale selon les déformations latérales résiduelles $\delta_{rés}$

Rapport d'accroissement de la perméabilité en fonction $\delta_{rés}$ des disques de :
 – b) Béton ordinaire – c) Béton Haute Performance (BHP) – d) BHP fibré

- **Perméabilité au gaz des éprouvettes sollicitées**

- *Ecoulement dans une fissure*

Lorsqu'une fissure d'ouverture $[w]$ est créée dans une éprouvette considérée comme imperméable, l'écoulement visqueux qui s'y produit peut être approché à partir de la relation Hagen-Poiseuille entre deux plans parallèles avec l'introduction d'un facteur correctif ξ , relatif à la tortuosité et la rugosité des parois de la fissure. La perméabilité du milieu fissuré due au seul écoulement possible dans les fissures, k_F , s'écrit alors :

$$k_F = \frac{L[w]}{S} \frac{[w]^2}{12} = \frac{\xi [w]^3}{\Delta 12} \quad (I - 21)$$

où $1/\Delta$, correspond à la densité de fissuration, i.e. la longueur cumulée de fissures par unité de surface, i.e. L/S (m/m²). Dans le cas d'un réseau de fissures parallèles, Δ représenterait simplement la distance moyenne entre fissures (m).

○ *Evolution de la perméabilité selon les déplacements*

Le déplacement latéral résiduel, COD, est lié à une déformation positive dans la direction normale au plan diamétral sollicité après déchargement, correspondant à la somme cumulée des ouvertures de fissures. En négligeant les déformations plastiques, il peut être considéré que ce déplacement résiduel est généré par l'ouverture d'une fissure, ou de l'ouverture cumulée de plusieurs fissures générées dans le plan de chargement.

Comme le montre la cartographie des fissures en Figure I – 15 b), une seule fissure principale d'ouverture w_1 est généralement créée dans le disque. En première approche, le débit circulant dans cette fissure est alors proportionnel au cube de l'ouverture de fissure, w_1 . Les autres fissures secondaires, de longueur et surtout d'ouverture nettement plus faibles, ne contribuent qu'à une part mineure du débit circulant à travers le disque, mais peuvent participer significativement au déplacement résiduel mesuré. Le facteur γ préalablement introduit pour estimer l'ouverture de la fissure principale, w_1 , à partir du COD résiduel, $\delta_{rés}$, peut alors être introduit pour estimer k_F à partir de $\delta_{rés}$.

La perméabilité globale d'une éprouvette endommagée, $k_v(D)$, résulte de la somme de la perméabilité initiale de l'éprouvette, k_{v0} , et de l'accroissement de la perméabilité liée à la fissuration, k_F , i.e. $k_v(D) = k_{v0} + k_F$. L'accroissement relatif de la perméabilité peut alors s'écrire :

$$\frac{k_v(D)}{k_{v0}} = 1 + \frac{\xi(\gamma\delta_{rés})^3}{12\Delta k_{v0}} \quad (I - 22)$$

Cette relation théorique permet un très bon ajustement des résultats expérimentaux, voir Figure I – 17 b), c) et d) avec une détermination assez fiable du produit $F = \xi\gamma^3$. Il est intéressant de noter qu'en ajustant un modèle à deux paramètres F et α , où $\xi(\gamma\delta_{rés})^3$ est remplacé par $(F\delta_{rés})^\alpha$, la valeur de l'exposant α converge naturellement vers 3 pour chacun des bétons testés (Picandet, 2001). Cette relation, déjà observée pour des mesures initiales de perméabilité à l'eau de bétons fissurés (Edvardsen, 1999) a par la suite été aussi confirmée par différents auteurs pour cette configuration expérimentale après déchargement, notamment (Akhavan et al., 2012), ou avec un essai plus élaboré permettant des mesures sous contrainte (Rastiello et al., 2014).

Pour des éprouvettes de 110 mm de diamètre sollicitées en fendage, les cartographies de fissuration montrent que la longueur développée de la fissure principale est d'environ 10 cm pour une section de 100 cm². Par conséquent, la densité de fissuration peut être fixée à 10 m⁻¹. Pour un paramètre γ caractérisant la distribution des largeurs de fissures créées, identique pour chaque béton, avec $\gamma \cong 0.5$, le paramètre ξ , relatif à la tortuosité et la rugosité des parois de la fissure peut alors être évalué pour chaque type de béton, voir Tableau I – 1.

Il est à noter que l'ajustement du modèle considéré selon la relation (I – 22) aux résultats expérimentaux donne des paramètres F ou ξ qui sont indépendants de la teneur en eau initiale de l'échantillon. En d'autres termes, quelle que soit la perméabilité initiale au gaz, k_{v0} , i.e. la perméabilité de la zone non-endommagée de l'éprouvette, la relation (I – 22) reste valide. La Figure I – 17 b) illustre ce cas avec une loi identique ajustée selon le même paramètre F pour deux éprouvettes de BHP avec un degré de saturation en eau de 3% et 25% et une perméabilité initiale de l'ordre de 10⁻¹⁷ m² et 10⁻¹⁸ m² respectivement.

| | Béton ordinaire | BHP | BHP Fibré |
|-------------------------------|-----------------|----------------|----------------|
| $F = \xi \gamma^3$ | $1,93.10^{-3}$ | $7,54.10^{-3}$ | $1,46.10^{-3}$ |
| ξ pour $\gamma \cong 0,5$ | 0,015 | 0,060 | 0,012 |

Tableau I – 1 : Valeurs du coefficient ξ relatif à la tortuosité et la rugosité des fissures.

Les variations de ξ , significatives dans le cas du BHP, laissent supposer que la rugosité des parois des fissures induites y est plus faible que dans les bétons ordinaires présentant une rupture moins fragile. Les fibres métalliques dans le BHP, ici à une concentration volumique de 1%, permettent d'augmenter sensiblement le nombre de fissures secondaires (Shah et al., 2001), en redistribuant davantage les contraintes de traction dans le matériau (avec probablement une plus large étendue de zones endommagées, associée à une plus grande longueur caractéristique du matériau en traction). Par conséquent, la distribution des tailles d'ouvertures de fissures au sein du matériau est sensiblement modifiée, et le réseau de fissuration est bien plus complexe pour une extension équivalente, dans un béton fibré (Charron et al., 2008), (Desmettre and Charron, 2012). En considérant le seul flux dans la fissure principale, le paramètre ξ obtenu pour le BHP est divisé par 10 dans le BHP fibré (Picandet et al., 2009).

• *Perméabilité à l'eau des bétons fissurés*

Au dernier stade de chargement, la perméabilité des éprouvettes fissurées est mesurée au gaz et à l'eau. La mesure de perméabilité à l'eau est réalisée en condition isotherme à l'aide du dispositif décrit en Figure I – 6, en appliquant une charge hydraulique constante, comprise entre 0,02 MPa et 0,1 MPa, et en mesurant le débit sortant sur un intervalle de temps limité de 1 minute.

○ *Comparaison entre perméabilités à l'eau et à l'air*

Les perméabilités obtenues avec ces deux fluides de percolation sont assez proches, compte tenu des incertitudes liées à la mesure de perméabilité à l'eau, voir Figure I – 18. Il est intéressant de noter que la perméabilité à l'eau paraît supérieure à celle mesurée au gaz uniquement dans le cas où le paramètre de rugosité ξ est le plus proche de 1.

Les débits de percolation sous charge hydraulique constante chutent avec le temps, particulièrement au début de la percolation où les phénomènes de cicatrisation associés à la circulation semblent les plus intenses dans les bétons fissurés (Edvardsen, 1999) (Hearn and Morley, 1997), (Hearn, 1998), (Loosveldt et al., 2002). Ces interactions entre l'eau et la matrice cimentaire se manifestent le plus souvent par l'apparition de calcite (CaCO_3) dans les fissures, voir Figure I – 19, qui obturent progressivement cette voie préférentielle d'écoulement.

Les causes de la cicatrisation des fissures font l'objet de nombreuses publications et discussions, mais indépendamment du débit de percolation, la durée d'exposition des fissures à l'eau joue un rôle prépondérant puisque les éprouvettes simplement imbibées avant essai apparaissent bien moins perméables avec un rapport de perméabilité $k_{\text{Eau}}/k_{\text{Gaz}}$ nettement inférieur à 1, voir Figure I – 18, (Picandet et al., 2009).

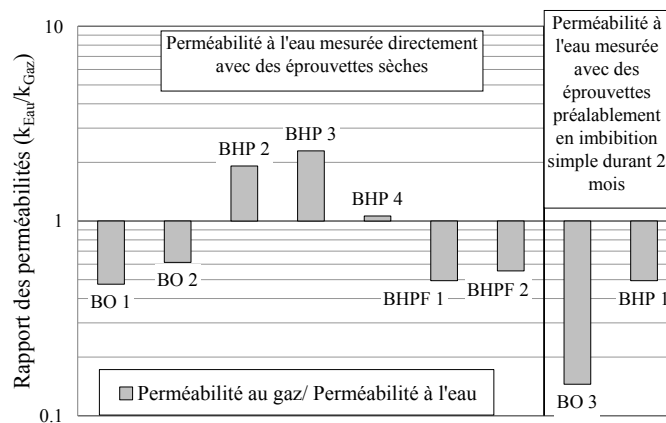


Figure I – 18 : Rapport des mesures de perméabilité des disques de bétons fissurés : mesure de perméabilité à l'eau / mesure de perméabilité au gaz

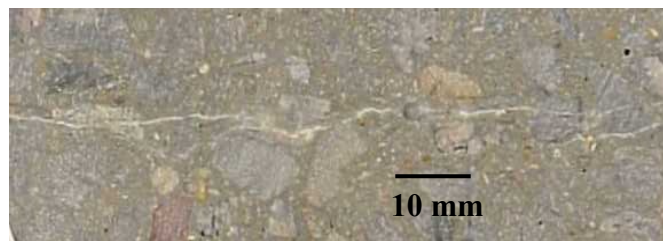


Figure I – 19 : Dépôt de calcite dans la fissure principale d'une éprouvette de béton ordinaire suite à une imbibition simple de quelques semaines

○ Cicatrisation des fissures dans les bétons

Une brève revue bibliographique montre que les phénomènes physico-chimiques associés à cette auto cicatrisation des bétons peuvent être divers et souvent concomitants :

- Carbonatation de la matrice cimentaire, d'abord au contact de la fissure, puis aux abords de celle-ci par un mécanisme de diffusion des ions Ca^{2+} . Il s'ensuit une précipitation de carbonate de calcium (calcite) dans les fissures, avec une cinétique très rapide en début d'exposition à l'eau puis plus lente sur la fin. In fine, la quantité de $CaCO_3$ précipitée dans les fissures est souvent suffisante pour l'obturer totalement. Selon divers auteurs, ce mécanisme est le principal (Edvardsen, 1999), (Jacobsen et al., 1995), (Ranaivomanana et al., 2013). Il est à noter que plus l'eau est acide sous l'effet de la dilution de CO_2 , plus ce phénomène est important.
- Hydratation de composés anhydres demeurant dans la matrice cimentaire et formation des nouveaux hydrates dans l'espace poral (Hearn, 1998). Ce point concerne davantage les bétons au jeune âge (Neville, 2002) ou encore les béton formulés avec un faible rapport eau/ciment tels que les BHP (Desmettre and Charron, 2012).
- Gonflement des C-S-H et des hydrates produits au contact de l'eau le long des parois des fissures participant à réduire l'ouverture de celles-ci et obturation progressive des fissures par des particules solides entraînées par le débit de percolation. Ces dernières

résultent de micro débris liés à la fracturation, aux nouveaux hydrates formés ou cristaux de calcites précipités (Hearn and Morley, 1997).

D'autres paramètres physiques sont aussi à prendre en compte, tels que l'ouverture des fissures (Edvardsen, 1999), la température (Reinhardt and Jooss, 2003), le débit d'eau dans les fissures, le pH de l'eau ou encore les ions initialement en solution (Palin et al., 2015).

○ *Recouvrement des caractéristiques mécaniques*

Dans le cadre des couplages endommagement – perméabilité, l'évolution des caractéristiques mécaniques des bétons suite à ces phénomènes de cicatrisation est à prendre en compte. Typiquement, pour des BHP ou des bétons ultra haute performance, le recouvrement de la résistance mécanique en traction est observé et peut être principalement imputé à l'hydratation des composés anhydres initialement présents (Granger et al., 2007) (Hilloulin et al., 2014). Ce recouvrement des résistances mécaniques en traction est plus rapide lorsque le béton est soumis à des cycles de saturation. En ambiance humide, la diffusivité hydrique suffit également à ce que ce dernier s'opère en partie ou en totalité (Yang et al., 2009), voire même au-delà, avec des performances améliorées selon les auteurs précités.

Dans le cas du béton ordinaire, la cicatrisation produite par immersion dans l'eau douce est par exemple moins rapide que dans l'eau de mer, mais le recouvrement de la résistance mécanique est bien meilleur, bien qu'il soit attribuable dans les deux cas à un processus de carbonatation de l'hydroxyde de calcium initialement présent dans la matrice (Palin et al., 2015).

Comme évoquée précédemment, la présence de fibres d'acier modifie la phase de localisation de l'endommagement et conduit à une densité de fissuration supérieure des bétons avec de moindres ouvertures de fissures. La plus grande surface d'échange offerte dans le réseau de fissuration accélère notablement le processus de cicatrisation et de recouvrement des caractéristiques mécaniques des bétons fibrés par la suite (Desmettre and Charron, 2012).

4. Modélisation du couplage endommagement – perméabilité

L'évolution de la perméabilité du béton peut être regardée, d'une part, en fonction de la microfissuration diffuse (reliée à l'endommagement) (Picandet et al., 2001), et d'autre part, en fonction de la fissuration post-localisation (Picandet et al., 2009).

Dans le premier cas, une relation d'accroissement de la perméabilité selon une variable d'endommagement isotrope, dans une approche globale, indépendamment de la composition du matériau peut être obtenue pour un endommagement diffus avant localisation, donc limitée à des valeurs assez faibles correspondant à une phase d'écrouissage du matériau avant le pic de résistance. L'étude phénoménologique d'un réseau d'éléments discrets élastiques fragiles de résistance aléatoire et dont la perméabilité dépend de leur état (ruiné ou non) confirme l'unicité d'une telle relation observée expérimentalement pour ce stade d'endommagement (Chatzigeorgiou et al., 2005).

Dans le second cas, une transition doit être opérée entre la mécanique de l'endommagement et celle de la rupture qui nécessite une approche descriptive, basée sur l'observation de la fissuration : ouverture, connectivité, orientation et tortuosité des fissures. Ce dernier cas nécessite alors souvent l'introduction de coefficients propres à chaque béton pour prédire sa perméabilité à l'état fissuré tels qu'une longueur interne l_c (ou longueur caractéristique) pour régulariser la loi d'endommagement sur l'ensemble de la structure modélisée.

4.a Modélisation pour un endommagement diffus

En traction comme en compression et pour une pression de confinement modérée, les ruptures dans le béton sont engendrées par la propagation et la coalescence de microfissures. Ces microfissures qui se développent d'abord de façon homogène avant de commencer à se concentrer autour d'une macro fissure à l'approche du pic de chargement s'accompagnent d'une diminution des modules d'élasticité exprimée sous la forme d'une variable d'endommagement, (Mazars and Pijaudier-Cabot, 1989) par exemple. La rupture se produit ensuite soudainement par l'apparition d'une ou plusieurs macro fissures. Dans cette modélisation, seule la première phase est considérée, c'est-à-dire avant le pic de charge, pour un endommagement modéré, inférieur à 20% s'accompagnant d'un accroissement modéré de perméabilité correspondant au cas traité expérimentalement en partie 3.a.

- ***Approche par un modèle de réseau discret***

Le modèle réseau utilisé ici, (Chatzigeorgiou et al., 2005) comparable à un treillis d'éléments « barres », permet de mettre en évidence le phénomène de coalescence des microfissures dans le matériau soumis à une contrainte de traction uniforme, puis dans un

second temps, permet de mettre en évidence l'accroissement de perméabilité dans un réseau hydraulique associé et dépendant.

Le couplage entre la réponse non linéaire du béton et sa perméabilité peut être abordé classiquement d'un point de vue poromécanique (Biot, 1941) (Coussy, 1995). Cette approche est couramment utilisée pour traiter des problèmes de durabilité impliquant à la fois des problèmes de transfert et des endommagements hydro-mécaniques (Bary et al., 2000), ou des couplages chimico-mécaniques, voir par exemple (Ulm et al., 1999). Dans ces approches cependant, la relation entre l'augmentation de la perméabilité et les dégradations induites dues au chargement mécanique est phénoménologique. D'un point de vue théorique, des approches basées sur des techniques d'homogénéisation offrent une autre approche (Dormieux and Lemarchand, 2001), (Dormieux and Kondo, 2004), en supposant une certaine distribution de taille, d'ouverture, d'orientation et de rugosité des microfissures engendrées dans le matériau pour en déduire sa perméabilité macroscopique. De telles approches fournissent une justification à la relation recherchée entre la densité de microfissuration et la perméabilité.

Une approche alternative, consiste ici à analyser les effets de tailles de réseaux composés d'éléments discrets, afin d'en déduire les propriétés relatives à des réseaux de taille infinie, représentative de la réponse d'un point matériel dans un milieu continu, i.e. analogue aux propriétés macroscopiques déduites des méthodes d'homogénéisation. Divers modèles discrets assez simples ont déjà été utilisés pour étudier la rupture de milieux hétérogènes, tels que des réseaux 2D d'éléments poutre (Herrmann et al., 1989) ou de ressorts (Hansen et al., 1989). L'hétérogénéité du matériau est ici introduite dans le modèle par une distribution aléatoire de la contrainte à rupture des éléments élastiques fragiles. Selon cette méthode, la variable d'endommagement est la plus objective au regard des ruptures engendrées par le chargement dans la microstructure (Krajcinovic and Basista, 1991) (Delaplace et al., 1996).

- ***Problème mécanique***

Le matériau est ici modélisé par un réseau constitué d'éléments linéaires élastiques fragiles, selon un assemblage 2D décrit en Figure I – 20 a) déjà utilisé pour étudier le mécanisme de rupture des matériaux quasi-fragiles (Delaplace et al., 1996), (Krajcinovic and Mier, 2000). Le réseau élémentaire étudié comprend $n = 2L \times L$ éléments où L désigne la taille du réseau, i.e. le nombre d'éléments du réseau selon la direction de sollicitation, ici verticale. Les conditions aux limites du modèle, représentatives d'un chargement vertical homogène, sont périodiques pour éviter les effets de bord et pour représenter un système de taille infinie, voir Figure I – 20 b) : une même déformation est imposée entre les limites horizontales et une périodicité des contraintes est appliquée sur les bords verticaux.

Une analogie électrique peut simplement être utilisée en considérant dans chaque élément des tensions v au lieu des déformations ε , des intensités i au lieu des contraintes σ et une conductance G au lieu d'un module de Young E . Le comportement élastique fragile est alors analogue à celui d'un fusible de conductance G , limité par un courant critique i_c caractéristique de sa résistance, voir Figure I – 20 c). Lorsque le courant atteint la valeur critique i_c dans l'élément, celui-ci est ruiné et G est définitivement nul. La valeur i_c de chaque élément est préalablement fixée aléatoirement selon une loi de distribution uniforme entre 0 et 1.

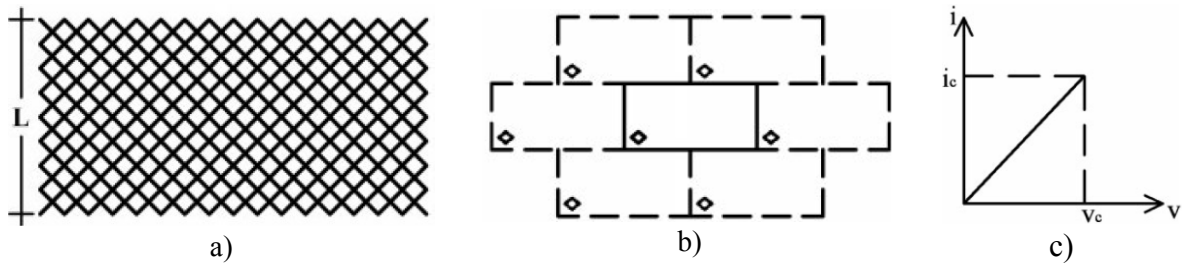


Figure I – 20 : Présentation du réseau discret étudié :

- a) Assemblage des éléments dans un réseau élémentaire de taille finie
- b) Assemblage des réseaux élémentaires dans un milieu infini avec des conditions limites périodiques
- c) Comportement élastique fragile de chaque élément (fusible d'intensité maximale i_c)

Cette analogie remplace la loi de Hooke $\sigma = E\varepsilon$ par la loi d'Ohm $i = Gv$ et en transformant le problème mécanique en un problème électrique, permet de simplifier son étude en passant d'une analyse vectorielle à une analyse scalaire tout en conservant la physique du phénomène étudié (de Arcangelis and Herrmann, 1989). Après la destruction de chaque élément, l'algorithme, programmé en Fortran 95, calcule les tensions aux bornes de tous les éléments selon la loi de Kirchhoff afin de déterminer selon la loi d'Ohm l'élément suivant à rompre. Comme cette analyse est linéaire, il est possible, après chaque rupture successive, de déterminer exactement le déplacement ou la différence de potentiel, V , entre les bornes horizontales du réseau, la somme des intensités le traversant, I , et par conséquent sa conductance globale. Le calcul s'arrête lorsque cette conductance globale du réseau devient nulle, i.e. dès qu'une fissure continue le traverse horizontalement. Juste avant cette rupture complète, la Figure I – 22 a) montre un nombre important de microfissures réparties dans l'ensemble du réseau tandis que la fissure principale horizontale apparaît clairement de façon périodique à l'échelle du milieu considéré en Figure I – 21 b). Le désordre initial lié à la loi de distribution uniforme des résistances est ici responsable de la diffusion de l'endommagement dans le système. Avec une loi de distribution plus resserrée, vers une fonction de Dirac, une unique fissure se serait propagée comme dans un matériau fragile.

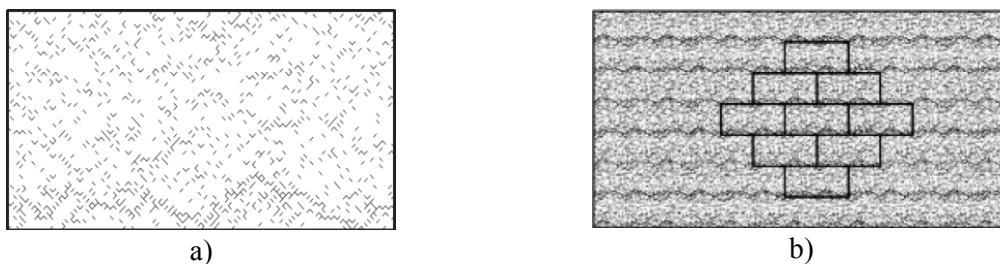


Figure I – 21 : Réseau de taille $L = 64$, composé de $n = 2L^2$ éléments peu avant la rupture

- a) Réseau élémentaire où les éléments endommagés sont représentés par un trait noir
- b) Assemblage des réseaux élémentaires selon les conditions limites périodiques

La réponse charge (intensité, I) déplacement (tension, V), voir Figure I – 22 a) du système présente généralement un snap-back dû au fait que la charge est dépendante de la raideur globale du réseau. Dans un schéma de déplacement imposé, seule la courbe enveloppe aurait été obtenue.

La périodicité des fissures principales apparaissant à l'échelle du milieu considéré en Figure I – 21 b) illustre néanmoins une dépendance assez forte de la taille et de la géométrie du réseau dans la phase post-pic, qui n'est toutefois pas considérée dans le cadre d'un endommagement modéré et diffus. Un réseau dont la taille tendrait vers l'infini aurait un comportement qui tendrait vers celui d'un point au sein d'un milieu continu. Il est cependant possible de s'intéresser aux variables capables de décrire l'évolution de la réponse globale selon les ruptures des éléments indépendamment de la taille des réseaux considérés. Parmi ces variables, les moments de distribution d'ordre m des courants dans chaque élément, M_m , sont considérés :

$$M_m = \int i^m N(i) di \text{ soit dans le cas discret } M_m = \sum_{j=1}^{2L^2} i_j^m \quad (\text{I} - 23)$$

où $N(i)$ désigne le nombre d'éléments avec une intensité i comprise dans l'intervalle $[i, i+di]$.

Le moment d'ordre 0, M_0 , représente le nombre d'éléments intacts. Le moment d'ordre 1, M_1 , est proportionnel à la valeur moyenne du courant dans les éléments et le moment d'ordre 2, M_2 , est proportionnel à la conductance globale du réseau \hat{G} . Si la résistance ou la conductance locale de chaque élément, G , est égale à une valeur unitaire, et que la tension, V , appliquée aux bornes du réseau est unitaire également, on obtient : $M_2 = 2\hat{G}V^2 = 2\hat{G}$. Pour terminer, le moment d'ordre 4, M_4 est une mesure de l'écart type de la distribution des conductances globales \hat{G} .

Afin que les résultats soient statistiquement représentatifs, pour chaque taille de réseau : $L = 16, 32, 64, 128$, une moyenne de ces moments est calculée à partir de ceux obtenus jusqu'au pic avec 300 réseaux, disposant chacun d'un propre tirage aléatoire du seuil de résistance des éléments. Les calculs ont été réalisés en partie grâce aux ressources informatiques disponibles au LIMATB, ex-LG2M. La Figure I – 22 b) représente l'évolution relative de ces moments par rapport à leur valeur initiale notée M_m^0 , i.e. valeur de M_m pour un endommagement nul, selon le rapport M_2/M_2^0 représentant la diminution relative de la rigidité globale (i.e. de la conductivité globale \hat{G}) du réseau. L'évolution des rapports des moments M_m/M_m^0 apparaît indépendante de la taille du réseau pour $m = 0, 1$ et 2 selon la décroissance de la rigidité globale. Ce point confirme que \hat{G} est un paramètre qui, quelle que soit la taille du réseau, rend parfaitement compte de la distribution des courants et de son évolution au cours de l'endommagement. A ce titre, la dégradation globale de la conductance globale, \hat{G} , est le paramètre qui représente l'endommagement local selon une approche continue conformément aux conclusions d'études précédentes conduites avec des tailles de réseaux et un nombre de calculs plus limité (Delaplace et al., 1996).

Pour l'évolution relative des moments d'ordre 4 par rapport à ceux d'ordre 2, des aberrations sont néanmoins observées. En effet, pour les moments d'ordres supérieurs, ces variations relatives sont plus sensibles sur les réseaux de tailles réduites et tendent à se rapprocher lorsque L augmente. Cependant, dans la plage de tailles de réseaux utilisés (L compris entre 16 et 128), seuls les endommagements limités à 20 % sont par la suite considérés, soit $-\log(M_2/M_2^0) \leq 0,1$. Les évolutions relatives de M_4 concordent bien dans ce cadre et vérifient l'unicité de la relation entre M_4 et M_2 , quel que soit L .

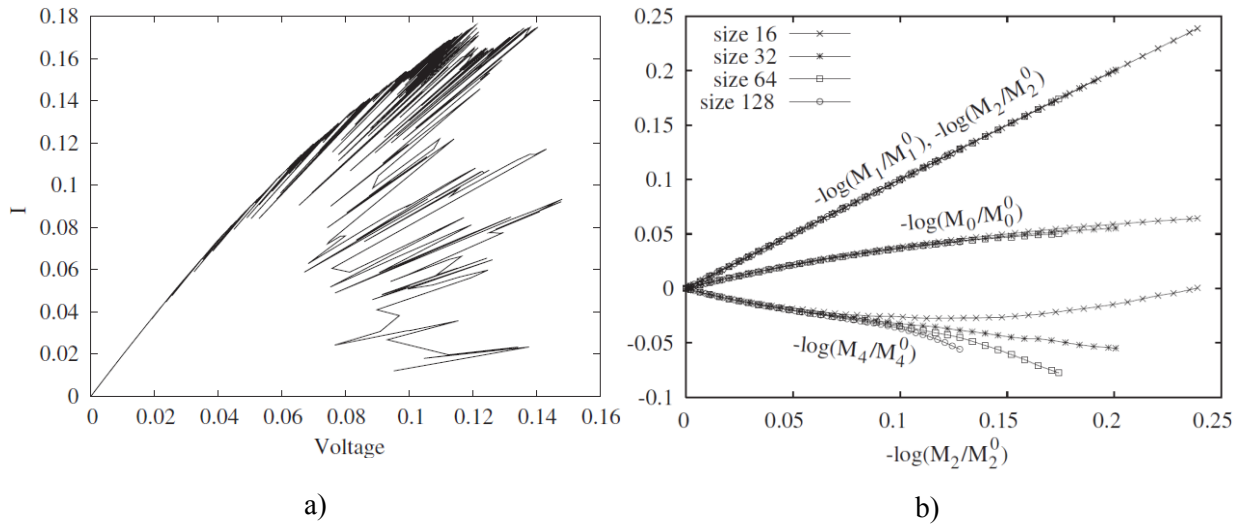


Figure I – 22 : –a) Courbe typique charge (intensité, I) déplacement relatif (tension, V) d'un réseau élémentaire de taille $L = 64$

– b) Opposé du logarithme du rapport des moments de distribution des contraintes locales (ou courants locaux) d'ordre 0, 1, 2 et 4 sur leurs valeurs initiales (pour une endommagement nul) pour les données selon l'opposé du logarithme du rapport du moment d'ordre 2 sur sa valeur initiale (pour un endommagement nul) pour des tailles de réseaux comprises entre $L = 16$ et $L = 128$

- **Problème hydraulique**

Dans cette approche, un deuxième réseau, représentatif du système micro poral, est superposé au premier, représentatif du système micro structural de telle sorte que les chemins de percolation soient perpendiculaires aux éléments structuraux précédemment décrits, voir Figure I – 23 a). Comme pour d'autres modélisations (Dormieux and Kondo, 2004), la percolation considérée du fluide s'opère à l'échelle micro structurale selon la relation de Darcy. Dans cette approche purement mécanique, l'endommagement mécanique lié à la pression hydraulique n'est toutefois pas considéré et la perméabilité de chaque élément mécanique traversé par le fluide dépend uniquement de son état : endommagé ou non comme le montre le schéma de principe en Figure I – 23 b). La perméabilité est largement augmentée dès que celui-ci est ruiné, typiquement multipliée par un facteur 10^6 .

Comme précédemment, des conditions limites périodiques sont considérées aux bornes du réseau. Avec une analogie électrique du réseau hydraulique, à l'échelle locale, la conductance G représente la perméabilité k des éléments structuraux traversés, les intensités i représentent les débits q et aux bornes de l'élément (i.e. le pore dans le cas du réseau hydraulique), les différences de potentiel v représentent les différences de pression p . Une tension V_h constante de valeur unitaire simule une différence de pression constante appliquée sur les bords verticaux du réseau élémentaire tandis que le débit de percolation, Q , (i.e. la somme des courants traversants) est calculé pour chaque nouvel élément ruiné afin d'en déduire l'évolution de la perméabilité globale du milieu, K , selon la direction horizontale.

L'étude de la variation relative de perméabilité K/K_0 obtenue au pic de chargement (où K_0 représente la perméabilité du réseau pour un endommagement nul) ne présente plus de variation significative au-delà de la valeur choisie égale 10^6 , quelle que soit la taille des

réseaux étudiés. Les moments de distribution des débits q dans chaque pore du réseau peuvent ensuite être calculés de manière analogue à la partie mécanique. La dépendance à la taille du réseau des moments de distribution des contraintes et des débits est analysée pour identifier le paramètre mécanique qui contrôle l'évolution de la perméabilité globale au fur et à mesure de l'endommagement du milieu.

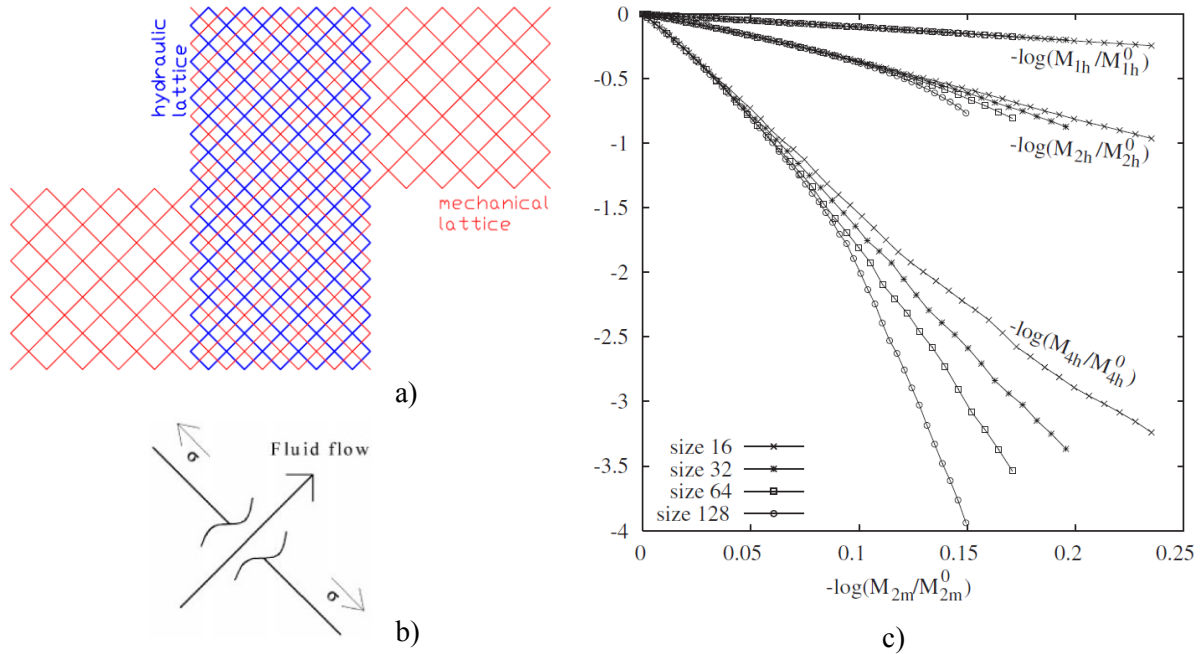


Figure I – 23 : Couplage hydro-mécanique

- a) Schéma de principe du couplage des éléments constitutifs du réseau
- b) Superposition périodique des réseaux mécaniques et hydrauliques
- c) Opposé du logarithme du rapport des moments de distribution des débits locaux d'ordre 1, 2 et 4 sur leurs valeurs initiales (pour un endommagement nul) pour les données selon l'opposé du logarithme du rapport du moment d'ordre 2 sur sa valeur initiale (pour un endommagement nul) pour des tailles de réseaux comprises entre $L = 16$ et $L = 128$

Les moments de distribution d'ordre m des débits locaux q notés M_{mh} montre une dépendance à la taille de l'évolution relative des moments M_{mh}/M_{mh}^0 selon la variation relative du moment d'ordre 0 M_{0h}/M_{0h}^0 (qui représente la proportion de pores dont la perméabilité est restée égale à sa valeur initiale, pour un élément intact). Cela confirme, comme pour le problème mécanique, que la seule observation du volume de micro ruptures ne peut pas décrire l'évolution de la perméabilité globale du matériau indépendamment de la taille du réseau. De manière analogue au problème mécanique, le moment d'ordre 2 M_{2h} relatif à la perméabilité globale, K , apparaît être, en fait, sans être parfait, le plus adapté pour décrire l'évolution des autres moments, M_{mh}/M_{mh}^0 . Ce point est vérifié principalement pour des valeurs telles que $\log(M_{2h}/M_{2h}^0) < 0,4$ soit pour un rapport $K/K_0 < 2,5$, ce qui est confirmé en Figure I – 24.

- **Couplage mécanique – hydraulique**

L'évolution relative des moments de distribution d'ordre 2 du problème mécanique, noté M_{2m}/M_{2m}^0 en Figure I – 23 c), s'avère également être une variable pouvant le mieux décrire indépendamment de la taille des réseaux, l'évolution relative des moments de distribution des débits q (M_{mh}/M_{mh}^0) obtenus dans le second réseau hydraulique. De manière analogue au problème mécanique, pour des valeurs d'endommagement limitées à 20%, i.e. telles que $-\log(M_{2m}/M_{2m}^0) \leq 0,1$, la distribution des débits locaux dépendante des ruptures engendrées par le chargement du réseau mécanique considéré peut être décrite par la seule variable d'endommagement, même pour un réseau de taille infinie modélisant un milieu continu. Quant au moment d'ordre 4, des divergences sont également observées pour les mêmes raisons que celles mentionnées dans le problème mécanique précédemment traité.

L'évolution des moments d'ordre 2 du système mécanique et hydraulique, en terme d'endommagement, D , et d'augmentation relative de perméabilité globale, K/K_0 , présentée en Figure I – 24 confirme des résultats concordants quelle que soit la taille des réseaux étudiés pour $D \leq 0,2$, c'est-à-dire juste un peu avant le pic de chargement du réseau. En régime de radoucissement, pour $D > 0,2$, la taille du réseau commence à avoir une incidence significative sur l'augmentation de perméabilité puisqu'elle contrôle directement l'espacement entre les fissures principales du milieu modélisé.

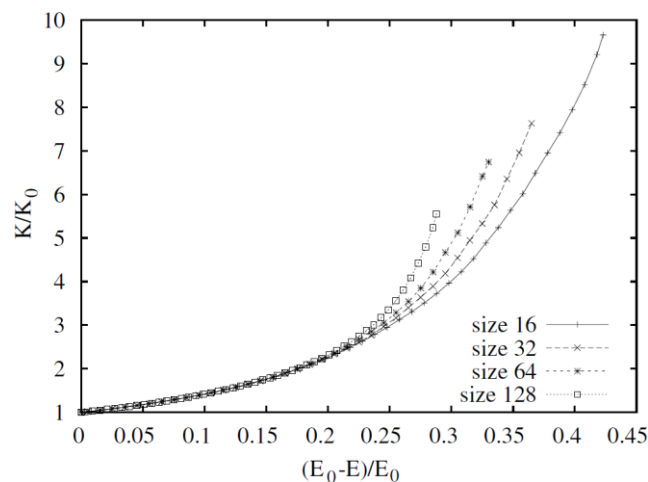


Figure I – 24 : Evolution de la perméabilité selon la diminution relative du module de Young

Qualitativement, les résultats expérimentaux présentés en Figure I – 13 et ceux obtenus par ce modèle de réseaux (en Figure I – 24) donnent le même résultat. Expérimentalement, l'évolution de la perméabilité dépend de la contrainte ou de la déformation imposée qui est variable selon la composition du béton testé. Le fait que la variation relative de perméabilité avec l'endommagement mesuré soit indépendant du type de béton testé (Béton ordinaire, BHP et BHP Fibré, voir § 3.a) tend à démontrer qu'il existe une relation intrinsèque entre l'évolution de la perméabilité et celle du module d'élasticité du matériau représentée par l'endommagement. Le même type de relation découle de l'analyse menée sur les modèles de type de réseau dans la limite de la phase d'écrouissage pour un endommagement modéré ou une microfissuration diffuse.

Dans cette phase d'endommagement, la mécanique des milieux poreux continus devrait donc relier la perméabilité du matériau à son module de Young. Ce point souligne aussi la nécessité d'une détermination appropriée de la dégradation du module d'élasticité du matériau, même lorsque des problèmes purement hydromécaniques sont considérés.

4.b Extension du modèle après localisation de l'endommagement

Je n'ai pas eu l'occasion de participer au développement de cette partie, mais son élaboration reprend les principaux résultats exposés dans ce chapitre. Le but est de rechercher une relation unique capable d'estimer la perméabilité d'un béton en fonction de son état d'endommagement jusqu'à sa ruine complète (Pijaudier-Cabot et al., 2009). Un modèle d'endommagement est alors considéré jusqu'à des valeurs de D de l'ordre de 1, pour lesquelles la validité de ce type de modèle est généralement discutée.

- ***Evaluation de l'ouverture de la fissure***

En supposant la fissure modélisée par une bande localisée d'endommagement (i.e. $D = 1$) de largeur λl_c où λ est une constante égale ici à 1,89 (Bažant and Pijaudier-Cabot, 1989) et l_c est la longueur caractéristique du milieu, le saut de déplacement latéral dû à l'ouverture de la fissure, $[w]$, correspond aux déformations cumulées à travers cette bande. Dans l'hypothèse d'un chargement monotone, où si l'on néglige la refermeture des fissures après déchargement on obtient :

$$[w] = \int_0^{\lambda l_c} (Y - Y_{D0}) dx = \lambda l_c (Y - Y_{D0}) = \lambda l_c (F^{-1}(D) - Y_{D0}) \quad (\text{I} - 24)$$

où Y est le taux de restitution d'énergie qui peut s'exprimer selon la déformation non locale équivalente. Le modèle d'endommagement considéré dépend ici de cette variable non locale implicite par une relation du type $D = F(Y)$ et Y_{D0} est le seuil d'endommagement (Mazars and Pijaudier-Cabot, 1989). Cette méthode assez directe constitue une première approche pour évaluer une loi d'évolution de perméabilité selon une configuration expérimentale de traction par fendage. La prédiction de la fissuration, et surtout de son ouverture, à partir d'une évaluation continue de l'endommagement fait l'objet de nombreux développements en cours. Typiquement une transition entre une description continue de la rupture et une approche discrète peut être considérée (Simone et al., 2003), (Comi et al., 2007). A partir d'une méthode d'analyse des résultats, il est aussi possible d'extraire une ouverture de fissure équivalente au champ d'endommagement calculé par éléments finis à partir d'une loi d'endommagement non local (Dufour et al., 2008).

- ***Loi d'évolution de la perméabilité***

Ce modèle étendu propose de s'appuyer sur des lois établies expérimentalement pour les faibles valeurs d'endommagement lorsque le matériau est toujours homogène, (Picandet et al., 2001), i.e. la relation (I – 20) avec les coefficients α et β identifiés en partie 3.a et d'autre

part sur des lois physiques (Dullien, 1991), i.e. relation de Poiseuille (I – 21) établie en partie 3.b, pour évaluer l'écoulement dans une macro fissure inhérente à une phase post-pic pour des valeurs d'endommagement proches de 1.

Ensuite, une loi des mélanges basée sur le logarithme de la perméabilité, permet de retrouver les lois déjà établies pour les faibles valeurs d'endommagement et les lois relatives à l'écoulement à travers une fissure ouverte pour des valeurs plus élevées d'endommagements :

$$\log(k) = (1-D)\log k_D + D\log(k_F) \text{ avec} \\ k_D = k_{v0} \left[1 + (\alpha D)^\beta + \frac{(\alpha D)^{2\beta}}{2} + \frac{(\alpha D)^{3\beta}}{6} \right] \text{ et } k_F = \frac{\xi[w]^2}{12\lambda l_c} \quad (\text{I} - 25)$$

où $[w]$ est l'ouverture de la moyenne de la fissure et ξ est le paramètre de tortuosité et de rugosité qui peut être déterminé expérimentalement pour chaque matériau (voir § 5.b). Un développement limité de la relation (I – 20) au voisinage d'un endommagement nul est introduit pour limiter la variation exponentielle trop importante de k_D lorsque D tend vers 1.

L'évolution relative de la perméabilité établie à partir de la relation (I – 25) est alors tracée en fonction de l'endommagement puis en fonction de la déformation non locale équivalente Y en Figure I – 25 a) et b) respectivement.

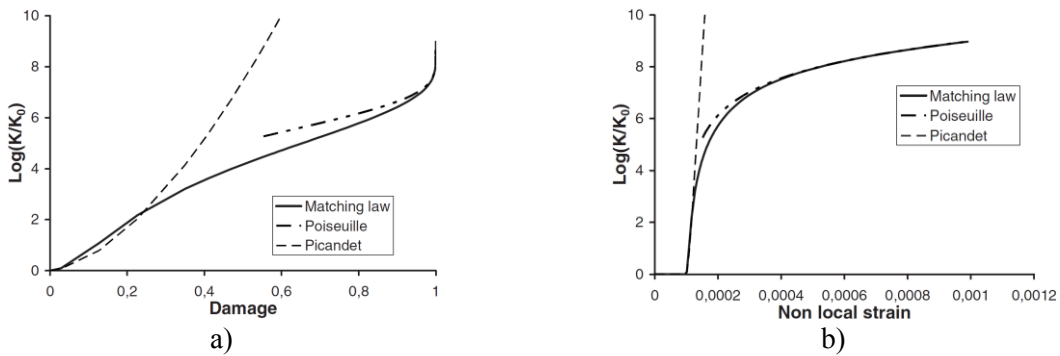


Figure I – 25 : (Pijaudier-Cabot et al., 2009)

- a) Loi de raccordement proposée pour l'accroissement relatif de la perméabilité selon D
- b) Raccordement de l'évolution de la perméabilité selon la déformation non locale équivalente

Pour finir, à partir de la simulation numérique du comportement mécanique d'une éprouvette sollicitée en traction par fendage, voir Figure I – 26 a), la perméabilité évaluée à l'échelle de l'éprouvette est représentée par un trait plein en Figure I – 26 b). L'allure de la courbe est très proche de celle obtenue en Figure I – 17, avec un seuil d'augmentation de la perméabilité plus marqué, lié au seuil d'endommagement du modèle mécanique.

Cette loi d'évolution permet donc d'étendre une relation endommagement perméabilité après rupture même si les paramètres inhérents aux macro-fissures générées (i.e. rugosité et tortuosité), propres à chaque béton, doivent être recalés expérimentalement.

La difficulté réside probablement ensuite dans l'absence d'un paramètre unique capable de décrire le comportement mécanique du début de l'endommagement à la rupture. Le paramètre λl_c a un rôle prépondérant sur la détermination du champ d'endommagement et sur la fissuration qui en est déduite.

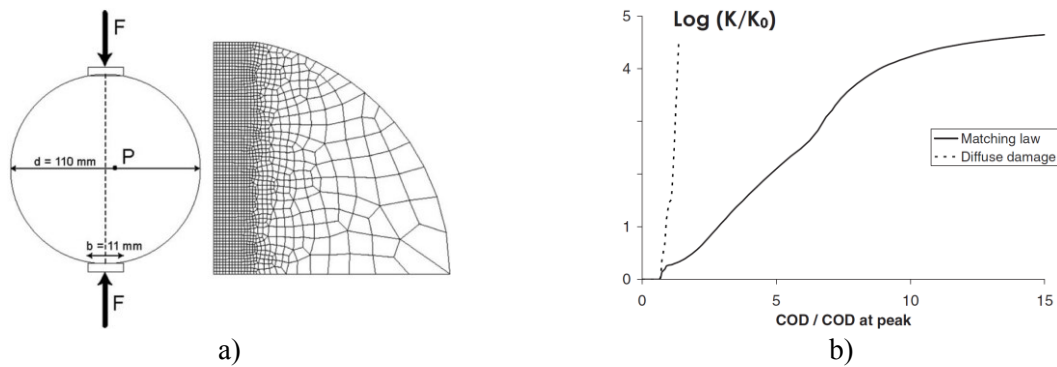


Figure I – 26 : (Pijaudier-Cabot et al., 2009)

- a) Essai de traction par fendage et maillage éléments finis associé au problème modélisé
- b) Evolution de la perméabilité de l'éprouvette avec le rapport du déplacement latéral (COD) sur le COD modélisé au pic de chargement selon le modèle d'endommagement non local de Mazars.

Il semble en effet que, particulièrement dans le cadre du couplage endommagement perméabilité, la détermination de la longueur caractéristique en fonction de paramètres liés à la structuration ou à la microstructure de la matière ait un rôle prépondérant pour l'extension de ces modèles vers la rupture.

5. Localisation de l'endommagement : équivalence entre milieux discret et continu non local

Comme évoqué précédemment la localisation de l'endommagement est cruciale dans la détermination des relations endommagement – perméabilité à l'échelle macroscopique, puisque la distribution spatiale des micro puis macro fissures en dépend.

Les questions fondamentales de modélisation des phénomènes de rupture sont abordées ici à partir d'un système endommageable unidimensionnel. Le but est d'établir, au moins pour un problème structural uniaxial assez élémentaire, un pont entre la Mécanique de l'Endommagement Discret (MED) et celle d'un Milieu Continu Endommageable (MCE) non local. Il est actuellement admis que la mécanique de l'endommagement doit être formulée dans un cadre non local, afin d'obtenir des résultats cohérents, notamment lors de la modélisation numérique de phénomènes de radoucissement. Pijaudier-Cabot et Bažant (1987) ont les premiers développé un modèle non local intégral phénoménologique qui a prouvé son efficacité pour prédire les phénomènes de microfissurations et leurs effets à l'échelle de la structure.

Cependant, durant les trente dernières années, la justification de la non localité en lien avec la physique du matériau et la détermination exacte de la longueur caractéristique associée ont été, et sont toujours débattues. Une justification théorique basée sur des arguments micromécaniques est nécessaire pour cette modélisation macroscopique d'endommagement non locale, comme déjà stipulé dans la littérature (Bažant, 1987). Notre étude montre que la source de non localité à l'échelle du volume observé peut provenir du caractère discontinu ou discret du matériau à une échelle inférieure. Une détermination analytique de la longueur caractéristique associée à cette non localité est proposée en fonction de la longueur des éléments périodiques constitutifs d'une chaîne axiale microstructurée endommageable.

La démarche suivie dans cette étude pour établir une continuité entre une approche discrète et continue, i.e. entre la MED et celle d'un MCE non local, est basée sur une procédure dénommée de « continualisation ». Techniquement, cette procédure utilise un développement asymptotique de l'opérateur discret apparaissant dans les problèmes formulés en différences finies pouvant conduire à des opérateurs différentiels d'ordre supérieur. Le système discret considéré découle ici d'une chaîne composée de micro éléments périodiques. Pour une longueur finie de cette structure, le meilleur milieu continu équivalent est recherché. La méthodologie pour transposer un problème discret en un problème continu a déjà fait l'objet de nombreuses recherches, notamment dans le cas de l'élasticité de chaînes axiales (Collins, 1981) (Rosenau, 1986) (Triantafyllidis and Bardenhagen, 1993) (Andrianov et al., 2009).

La modélisation non locale du MCE d'une poutre en flexion (Challamel et al., 2014a) ou d'une chaîne axiale en traction sous un gradient d'effort normal linéaire (Picandet et al., 2015a), est ici étudiée à partir d'un système unidimensionnel discret et périodique, constitué respectivement de rotules ou de ressorts élastiques endommageables.

5.a Systèmes discrets étudiés et équations d'équilibre

La réponse exacte du système discret est comparée à celle du modèle du MCE non local obtenue selon la procédure de continualisation. Cette étude peut être considérée comme une première étape du fondement micromécanique unidimensionnel d'un modèle de MCE non local, à travers le système paradigmatique d'une chaîne périodique constituée d'éléments élastiques endommageables sous gradient de contrainte. L'approche déterministe retenue adopte un mode de chargement monotone.

Deux configurations unidimensionnelles sont envisagées. Une première considère une chaîne de rotules élastiques endommageables en flexion sous l'effet d'une charge ponctuelle, (Challamel et al., 2014a), la seconde considère une chaîne de ressorts élastiques endommageables en présence de chargement axial non uniforme (correspondant par exemple à une chaîne pesante) (Picandet et al., 2015a) (Hérisson et al., 2015) (Picandet et al., 2015b).

- **Chaîne de rotules élastiques endommageables en flexion**

Le système de longueur L se compose ici de n éléments rigides de longueur a (tels que $L = n \times a$) connectés entre eux par une rotule élastique endommageable de raideur initiale C . Le comportement en flexion de ce système encasté à une extrémité est étudié sous l'effet d'une force ponctuelle exercée à l'autre extrémité, voir Figure I – 27. Ce système est équivalent à une poutre microstructurée dans les mêmes conditions de chargement.

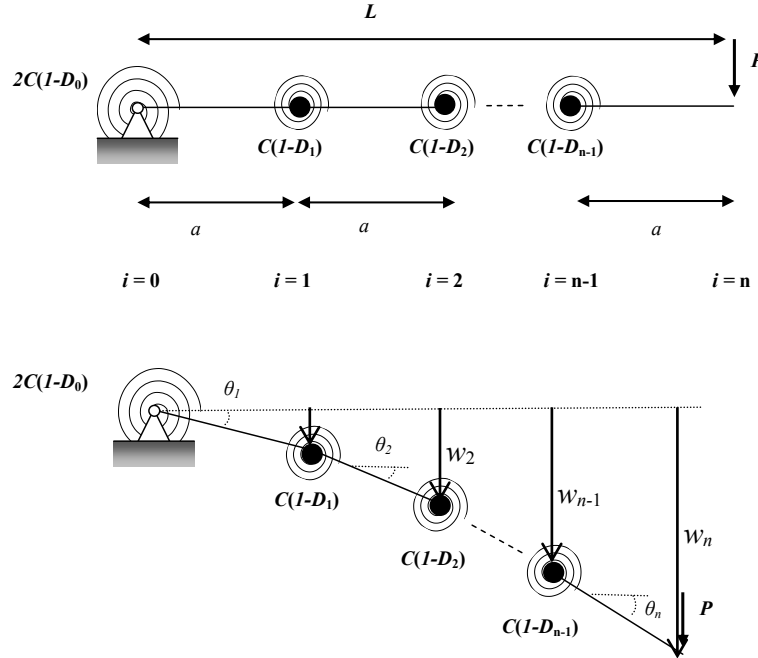


Figure I – 27 : Chaîne de rotules élastiques endommageables en flexion sous l'effet d'une charge ponctuelle exercée sur l'extrémité libre

Dans les conditions définies en Figure I – 27 le moment M_i au noeud i peut ainsi s'écrire $M_i = P(L - ai)$. Pour un effort tranchant constant, l'équation d'équilibre dans sa forme discrète peut s'écrire :

$$\frac{M_i - M_{i-1}}{a} = -P \quad (\text{I} - 26)$$

Chaque rotule i a un comportement élastique endommageable dont la rotation θ_i dépend du moment M_i appliqué sur celle-ci :

$$\tilde{M}_i = C \Delta \theta_i = EI \frac{w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1}}{a^2} \text{ avec } \Delta \theta_i = \frac{w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1}}{a} \quad (\text{I} - 27)$$

où \tilde{M} désigne le moment effectif dans la rotule i , $w_i = w(x = x_i = ia)$ est le déplacement transverse ou la flèche au nœud i et D_i est l'endommagement de la rotule i variant de 0, pour élément non endommagé, à 1, pour un élément totalement ruiné. E et I sont tels que $C = EI/a$.

La fonction d'endommagement est supposée être de la forme suivante :

$$f(\Delta \theta_i, D_i) = \frac{\Delta \theta_i}{\Delta \theta_y} - 1 - \alpha D_i \leq 0 \text{ avec } \frac{w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1}}{a^2 \kappa_y} = 1 + \alpha D_i \text{ et } \kappa_y = \frac{\Delta \theta_y}{a} \quad (\text{I} - 28)$$

où $\Delta \theta_y$ est la rotation en limite d'élasticité des rotules et α désigne le paramètre adimensionnel contrôlant la dérivée de la fonction charge – déplacement, i.e. la réponse en phase de radoucissement en présence d'un endommagement progressif. α doit être positif afin d'éviter tout effet de « snap back ». L'influence du paramètre α à l'échelle de l'élément est présentée en Figure I – 30 a). Pour $\alpha \in [0;1]$, l'endommagement s'opère en phase de radoucissement uniquement, tandis que pour $\alpha \geq 1$, l'endommagement débute par une phase d'écrouissage avant le radoucissement. Dans ce dernier cas seulement, l'endommagement peut se propager dans la chaîne et s'étendre au-delà du premier élément (Challamel et al., 2014a) (Picandet et al., 2015a).

Cette fonction d'endommagement est de la forme de la fonction proposée par Marigo (Marigo, 1981) appliquée ici à l'échelle de la rotule élastique endommageable. Les conditions de charge – décharge de Kuhn-Tucker peuvent se formuler ainsi :

$$f(\Delta \theta_i, D_i) \leq 0, \quad \dot{f}(\Delta \theta_i, D_i) \dot{D}_i \leq 0 \quad (\text{I} - 29)$$

En supposant un chargement monotone, la loi d'évolution dans la partie endommagée de la chaîne est régie par le critère de charge $f(\Delta \theta_i, D_i) = 0$, conduisant à contraindre une relation entre w_i et D_i .

• Chaîne de ressorts élastiques endommageables sous contrainte axiale

Le système endommageable de longueur L est composé de n éléments identiques assimilés à des ressorts de raideur initiale k et de longueur initiale a ($L = n \times a$) comme représenté en Figure I – 28. La chaîne est chargée axialement sur toute sa longueur selon des efforts normaux qui décroissent linéairement. Cette distribution d'efforts peut être associée à la modélisation d'une chaîne suspendue et soumise à son poids propre. Elle peut également être associée à la fibre tendue d'une poutre encastrée soumise à un effort ponctuel de flexion en son extrémité libre, voir Figure I – 29.

Contrairement au cas précédent où le moment M_i est défini à l'endroit du nœud i , voir équation (I – 27), l'effort normal est ici défini dans l'élément i . Localiser l'effort normal dans

l'un des noeuds de l'élément relève d'un choix arbitraire associé à une formulation aux différences finies du premier ordre décentrées. Pour une définition symétrique du problème, il convient donc de définir l'effort normal $\hat{N}_{i+1/2}$ au centre de chaque élément i , tel que $\hat{N}_{i+1/2} = q(L - ai) = N_i$. Par la suite les variables relatives aux éléments, telles que D et N , sont annotées « ^ » lorsqu'elles relèvent d'une indexation centrée sur l'élément i , i.e. localisée entre le nœud i et $i+1$. L'équation d'équilibre dans sa forme discrète peut alors s'écrire dans la chaîne sous forme d'une équation aux différences du premier ordre centrées :

$$\frac{\hat{N}_{i+1/2} - \hat{N}_{i-1/2}}{a} = -q \quad (\text{I} - 30)$$

Chaque ressort i de raideur initiale k a un comportement élastique endommageable dont l'élongation dépend de l'effort normal, N_i appliqué à l'élément i :

$$\frac{\tilde{N}_i}{1 - D_{i+1/2}} = k \Delta u_i = ES \frac{u_{i+1} - u_i}{a} \quad (\text{I} - 31)$$

où \tilde{N} désigne l'effort normal effectif dans le ressort i , et E le module de Young du matériau élastique équivalent pour une aire de section droite S tel que $k = ES$. $u_i = u(x = x_i = ia)$ est le déplacement axial au nœud i et $D_{i+1/2}$ est l'endommagement localisé au milieu de l'élément i .

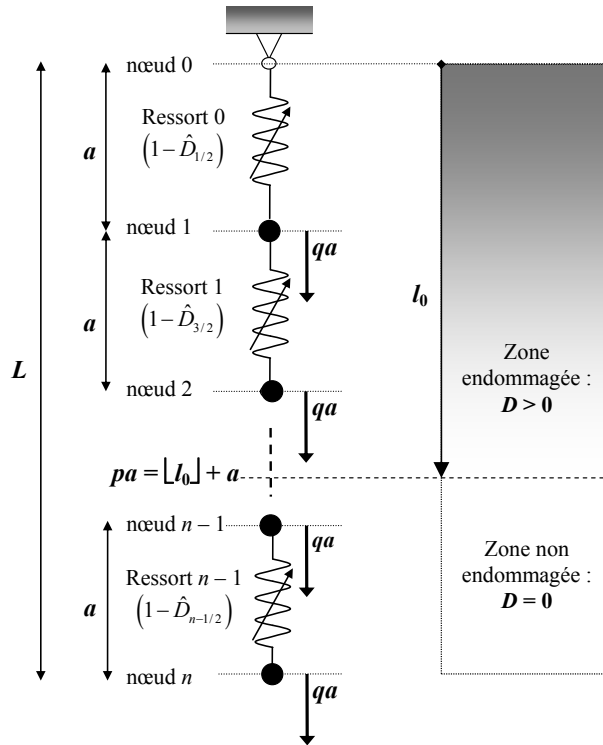


Figure I – 28 : Chaîne axiale sous son propre poids q par unité de longueur

La fonction d'endommagement est supposée être de la forme suivante :

$$f(\Delta u_i, D_i) = \frac{\Delta u_i}{\Delta u_y} - 1 - \alpha D_i \leq 0 \quad \text{avec} \quad \frac{u_{i+1} - u_i}{a \varepsilon_y} = 1 + \alpha D_i \quad \text{et} \quad \varepsilon_y = \frac{\Delta u_y}{a} \quad (\text{I} - 32)$$

où ε_y est la déformation en limite d'élasticité des éléments, $D_i = \hat{D}_{i+1/2}$ est l'endommagement de l'élément i compris entre les nœuds i et $i+1$, et α désigne le paramètre adimensionnel contrôlant la dérivée de la fonction charge – déplacement, voir Figure I – 30 a). Les conditions de charge – décharge de Kuhn-Tucker peuvent se formuler ainsi :

$$f(\Delta u_i, D_i) \leq 0, \quad \dot{D}_i \geq 0, \quad f(\Delta u_i, D_i) \dot{D}_i = 0 \quad (\text{I} - 33)$$

En supposant un chargement monotone, la loi d'évolution dans la partie endommagée de la chaîne est régie par le critère de charge $f(\Delta u_i, D_i) = 0$, conduisant à contraindre une relation entre u_i et D_i .

• Equivalence entre les deux systèmes

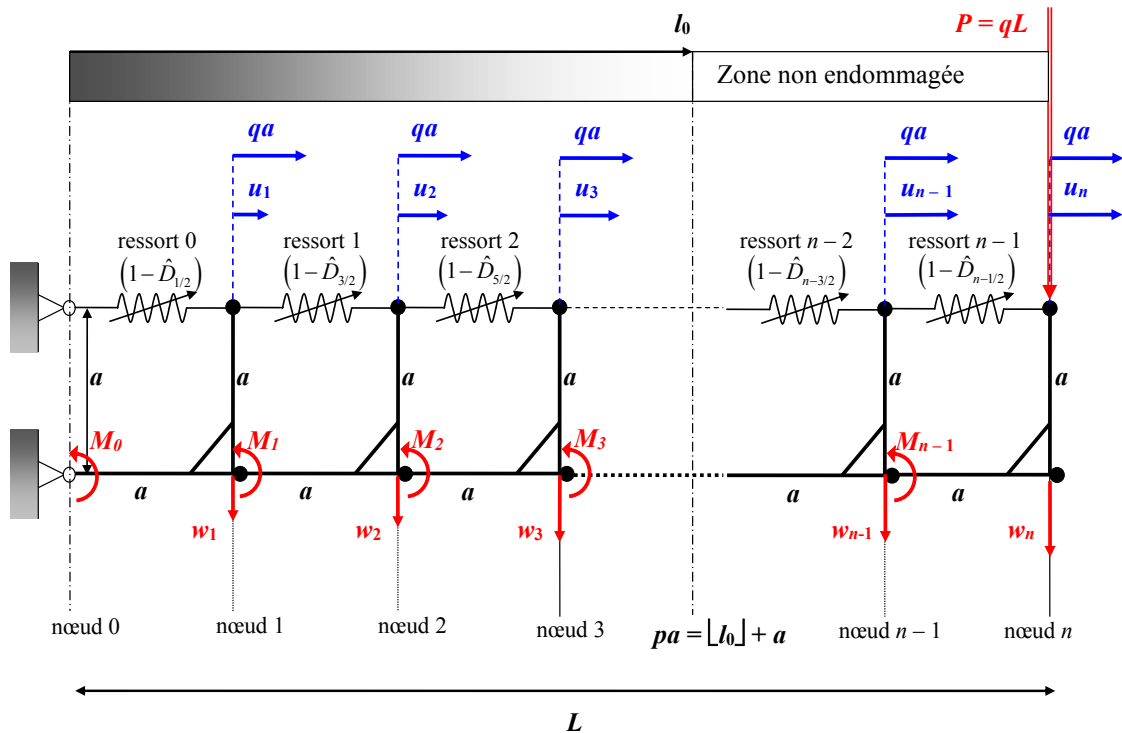


Figure I – 29 : Chaîne, composée d'éléments reliés par une rotule simple et un ressort élastique endommageable, en flexion sous l'effet d'une charge ponctuelle exercée sur l'extrémité libre

Chaque rotule élastique endommageable i de la chaîne de rotules en flexion (voir Figure I – 27) peut également être perçue, pour de petites rotations θ_i , comme un élément raccordé à son voisin par l'intermédiaire d'une simple rotule et d'un ressort élastique endommageable i déporté d'une distance a par rapport à la rotule afin d'y exercer un moment $M_i = aN_i$, voir Figure I – 29. La chaîne de n ressorts élastiques endommageables de longueur L ainsi constituée peut alors être perçue comme la fibre tendue d'une poutre (non pesante) encastree

et soumise à un moment de flexion sous le seul effet d'une force transverse ponctuelle exercée en son extrémité P tel que $P = qL$. Dans cette fibre tendue constituée de ressorts, la configuration de sollicitations est alors identique à celle présentée en Figure I – 28.

Pour de petites rotations ou déplacements, la géométrie du système présenté en Figure I – 29 donne l'équivalence suivante :

$$u_i = \frac{\theta_i}{a} = w_{i+1} - w_i \text{ et } u_{i+1} - u_i = w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1} \quad (\text{I} - 34)$$

En définissant le moment quadratique $I = aC/E$ tel que $I = Sa^2$, la relation d'égalité $M_i = aN_i$ vérifie bien cette dernière relation, et les limites d'élasticité sont telles que $\varepsilon_y = a\kappa_y$.

Les relations (I – 32) et (I – 28) conduisent aux mêmes fonctions d'endommagement :

$$\frac{w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1}}{\kappa_y a^2} = 1 + \alpha D_i = \frac{u_{i+1} - u_i}{\varepsilon_y a} = 1 + \alpha \hat{D}_{i+1/2} \text{ avec } \kappa_y = \frac{\varepsilon_y}{a} \quad (\text{I} - 35)$$

Dans une approche continue, avec des conditions similaires aux extrémités de la chaîne, l'analogie entre les deux modèles conduirait à considérer $w' = u$.

Le système axial (selon la représentation de la chaîne) permet ensuite d'envisager une généralisation de ce modèle pour des problèmes bi ou tridimensionnels de MED approchés par des modèles de MCE non locaux. C'est donc à travers cette configuration axiale, qui a fait l'objet de récents développements (Hérisson et al., 2015) (Picandet et al., 2015a), que la continualisation est présentée dans cette partie.

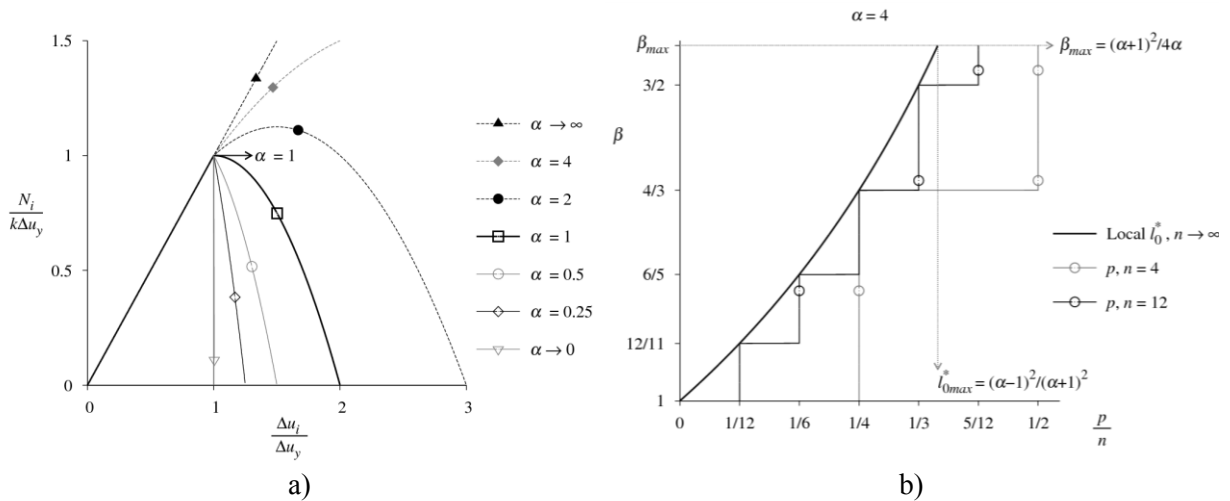


Figure I – 30 :

- a) Réponse force – déplacement d'un élément élastique endommageable
- b) Propagation de la zone endommagée en phase de chargement et calcul du nombre p d'éléments endommagés selon la charge adimensionnelle β , avec $\alpha = 4$ quand $n = 4$ et $n = 12$.

5.b Réponse globale du système discret élastique endommageable

Dès que l'endommagement est initié pour un chargement monotone, la réponse de la chaîne devient non linéaire dans la zone endommagée qui s'étend à partir de l'extrémité fixée en $x=0$. La solution en déplacement dans cette zone endommagée est étudiée dans un premier temps. En combinant les équations d'équilibre (I – 30), la loi de comportement (I – 31) et la fonction d'endommagement (I – 32), le champ de déplacement du système discret endommageable peut être obtenu à partir de la fonction non linéaire d'endommagement D_i tel que :

$$(1 + \alpha D_i) \varepsilon_y = \frac{q(L - ia)}{ES(1 - D_i)} \quad (\text{I} - 36)$$

L'introduction du paramètre adimensionnel de charge β , tel que $\beta = q/q_y = qL/ES\varepsilon_y$ (où ε_y est la limite d'élasticité en déformation des éléments), conduit à :

$$D^2 + \frac{1-\alpha}{\alpha} D + \frac{\beta(1-x^*)-1}{\alpha} = 0 \text{ avec } x^* = \frac{x}{L} = \frac{ia}{L} = ia^* = \frac{i}{n} \quad (\text{I} - 37)$$

Pour $\beta > 1$ avec $\alpha \geq 1$, dans la phase d'écrouissage du régime d'endommagement, un processus actif d'endommagement se produit et la variable d'endommagement, D_i , du problème discret dépend directement du paramètre de charge β . L'équation (I – 37) donne en fait deux solutions pour la variable d'endommagement, D^+ et D^- telles que :

$$D^\pm = \frac{\alpha-1}{2\alpha} \mp \sqrt{\left(\frac{1+\alpha}{2\alpha}\right)^2 - \frac{\beta}{\alpha}(1-x^*)} \quad (\text{I} - 38)$$

La solution minimale du polynôme du second degré en (I – 37) est relative à la phase de d'écrouissage, annotée « + » avec D^+ , tandis que la solution maximale est relative à la phase de radoucissement, annotée « – » avec D^- . La transition entre les phases d'écrouissage et de radoucissement est obtenue dans le premier élément connecté au point fixe qui demeure le plus sollicité de la chaîne (voir Figure 1) pour une charge β_{\max} telle que :

$$\left(\frac{1+\alpha}{2\alpha}\right)^2 - \frac{\beta}{\alpha} = 0 \Rightarrow \beta_{\max} = \frac{(1+\alpha)^2}{4\alpha} \geq 1 \text{ si } \alpha \geq 1 \quad (\text{I} - 39)$$

Ceci signifie que dans la phase d'écrouissage, pour un facteur de charge donné tel que $\beta \in [1; \beta_{\max}]$, il existe p éléments ou ressorts subissant un endommagement actif et $n-p$ ressorts, vers l'extrémité libre, en élasticité pure (voir Figure I – 28). Le nombre p de ressorts subissant un endommagement actif dépend du facteur de charge β . Ce nombre entier p peut être calculé à partir de la longueur l_0 correspondant à la longueur de la zone endommagée à l'extrémité de laquelle, pour $x = l_0$, la variable d'endommagement s'annule :

$$D^+(x^* = l_0^*) = 0 \Rightarrow l_0^* = 1 - \frac{1}{\beta} \text{ avec } l_0^* = l_0/L \quad (\text{I} - 40)$$

Le nombre p de ressorts actifs est alors borné par :

$$\frac{p}{n} \leq l_0^* = 1 - \frac{1}{\beta} \leq \frac{p+1}{n} \text{ soit } p = \left\lfloor n \frac{\beta-1}{\beta} \right\rfloor + 1 \quad (\text{I} - 41)$$

où $\lfloor x \rfloor$ désigne la partie entière de x , i.e. $E(x)$, voir Figure I – 30 b). Durant le processus d'écrouissage, pour les p ressorts actifs, l'équation aux différences finies du premier ordre doit être résolue à partir des équations suivantes :

$$\frac{u_{i+1} - u_i}{a\varepsilon_y} = 1 + \alpha D_i^+ \text{ avec } D_i^+ = \frac{\alpha - 1}{2\alpha} - \sqrt{\left(\frac{1 + \alpha}{2\alpha}\right)^2 - \frac{\beta}{\alpha} \left(1 - \frac{i}{n}\right)} \quad (\text{I} - 42)$$

Cette dernière équation aux différences finies peut être intégrée numériquement par une méthode explicite (ou récursive) à partir de la condition limite à l'extrémité fixe où le déplacement est nul, i.e. $u(0) = 0$. Une solution analytique exacte a aussi pu être trouvée en utilisant la fonction zêta de Hurwitz (Picandet et al., 2015a).

Dès que le facteur de charge atteint la charge maximale, i.e. pour $\beta = \beta_{\max}$, le régime de radoucissement se produit uniquement dans le premier élément. Pour un chargement monotone, la charge appliquée dans la chaîne ne peut ensuite que décroître, les autres éléments n'étant jamais concernés par cette phase de radoucissement puisqu'ils n'auront jamais subi la charge maximale β_{\max} uniquement atteinte dans le premier élément. Les $p - 1$ autres éléments endommagés subiront une phase de décharge avec un comportement élastique linéaire défini selon une variable d'endommagement constante correspondant à celle localement atteinte au maximum pour $\beta = \beta_{\max}$, tandis que les $n - p$ ressorts non endommagés subiront une décharge élastique linéaire selon un chemin charge – déplacement identique à celui emprunté lors de la phase de chargement.

Le déplacement adimensionné de l'extrémité libre de la chaîne, $\delta = u(L)$, peut être normalisé selon le déplacement obtenu également à l'extrémité libre, pour un facteur de charge $\beta = 1$, soit pour la limite d'élasticité de l'ensemble de la chaîne qui est notée δ_y .

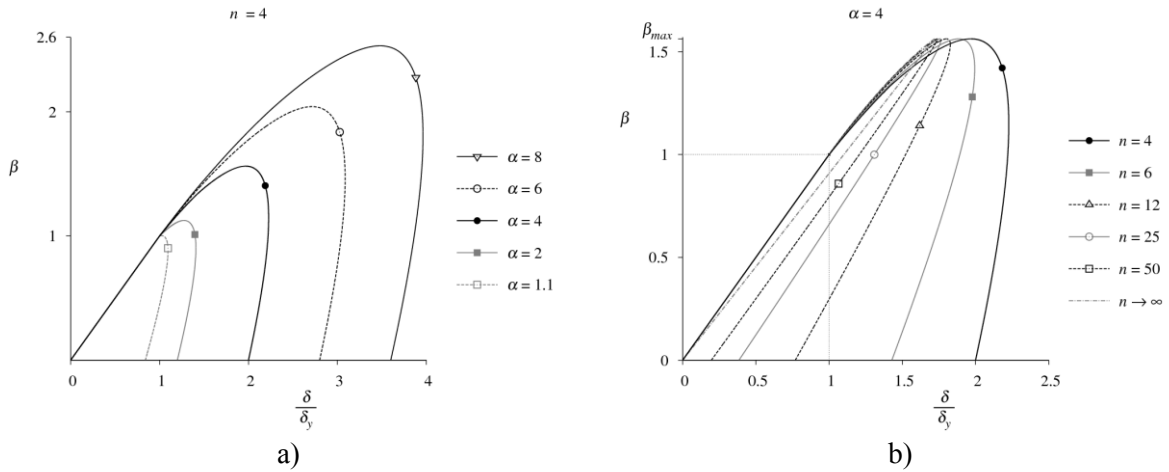


Figure I – 31 : Déplacement adimensionné de l'extrémité libre de la chaîne discrète :
 – a) selon la valeur de α pour $n = 4$ – b) selon la valeur de n pour $\alpha = 4$.

Ce déplacement adimensionné est représenté en Figure I – 31 pour un cycle complet de chargement -déchargement entre 0 et β_{\max} dans le cadre l'approche déterministe retenue. La Figure I – 31 a) illustre l'influence du paramètre α sur l'étendue de la phase d'écrouissage tandis que la Figure I – 31 b) montre l'influence de la non localité sur le comportement global de la chaîne lorsque le nombre n d'éléments constitutifs décroît.

5.c Continualisation du système discret

Une approximation continue des équations du système discret peut être obtenue par une procédure de continualisation basée sur le changement de variable suivant $u_i = u(x = ia)$ valable pour des champs de déplacement suffisamment réguliers.

$$u(x+a) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{a^k \partial_x^k}{k!} u(x) = e^{a\partial_x} u(x) \text{ avec } \partial_x = \frac{\partial}{\partial x} \quad (\text{I} - 43)$$

où $\partial_x = \partial/\partial x$ désigne la dérivée partielle longitudinale et $e^{a\partial_x}$ est un pseudo opérateur différentiel. En développant l'écriture au quatrième ordre de cet opérateur, la continualisation de la fonction d'endommagement en (I – 32) exprimée selon une formulation centrée, \hat{D}_i , conduit à :

$$\varepsilon_y (1 + \alpha \hat{D}_i) = \frac{u_{i+1/2} - u_{i-1/2}}{a} = \frac{e^{\frac{a}{2}\partial_x} - e^{-\frac{a}{2}\partial_x}}{a\varepsilon_y} u(x) = \partial_x \left[1 + \frac{a^2}{24} \partial_x^2 + o(a\partial_x^4) \right] \frac{u(x)}{\varepsilon_y}$$

$$\text{soit } \varepsilon_y (1 + \alpha \hat{D}) = u' + \frac{a^2}{24} u''' = \frac{\hat{N}}{ES(1 - \hat{D})} \quad (\text{I} - 44)$$

Cette dernière relation correspond alors à un modèle d'endommagement non local avec élasticité au gradient mal conditionné, dont il n'existe pas de solution analytique pour la résolution du déplacement u . Des solutions numériques, montrant quelques phénomènes d'oscillations autour de la réponse du système discret, peuvent toutefois être obtenues à partir de cette continualisation au troisième ordre, selon des conditions aux limites de type cinématique ou statique (Picandet et al., 2015a), décrites ci-après.

Dans le cas présent, l'équation d'équilibre centrée peut être intégrée à partir des mêmes identifications de déplacement :

$$\frac{\hat{N}_{i+1/2} - \hat{N}_{i-1/2}}{a} = -q \text{ avec } \hat{N}_{n+1/2} = 0 \Rightarrow \hat{N}_i = q(L - ai) + \frac{qa}{2} \quad (\text{I} - 45)$$

Il est à noter que $\hat{N}_{n+1/2}$ représenterait l'effort normal dans le $(n+1)^{\text{ème}}$ ressort fictif suspendu par son extrémité supérieure à la dernière masse en bout de chaîne et sans aucune masse à son extrémité inférieure, voir Figure I – 28. La combinaison de cette dernière équation avec la fonction d'endommagement en différences finies centrées obtenue en (I – 44) aboutit en phase d'écrouissage à :

$$\hat{D}^+(x) = \frac{\alpha - 1}{2\alpha} - \sqrt{\left(\frac{1 + \alpha}{2\alpha} \right)^2 - \frac{\beta}{\alpha} \left(1 - \frac{x}{L} + \frac{a}{2L} \right)} \quad (\text{I} - 46)$$

Le pseudo opérateur en différence finie centrée, voir équation (I – 44), peut être efficacement substitué par son approximation de Padé, notamment pour déterminer la réponse dynamique de chaînes d'éléments discrets linéaires, i.e. en élasticité, (Rosenau, 1986) (Wattis, 2000) (Kevrekidis et al., 2002) (Andrianov et al., 2009) ou plus récemment (Challamel et al., 2014b), dans une configuration quasi-statique également (Challamel et al., 2014c) (Challamel et al., 2015):

$$\partial_x \left(1 + \frac{a^2}{24} \partial_x^2 \right) = \frac{\partial_x}{1 - \frac{a^2}{24} \partial_x^2} + \dots \quad (\text{I} - 47)$$

La relation de non localité de l'effort normal selon la déformation u' obtenue en (I – 44) peut donc être convertie en relations de non localité de la déformation selon l'effort normal :

$$\hat{N}' = -q + \frac{a^2}{24} q'' \text{ avec } \frac{\hat{N}}{1 - \hat{D}} - \frac{a^2}{24} \left(\frac{\hat{N}}{1 - \hat{D}} \right)'' = ESu' \quad (\text{I} - 48)$$

qui peut aussi s'exprimer selon l'endommagement :

$$u' = \varepsilon_y \left(1 + \alpha \hat{D} - \alpha \frac{a^2}{24} \hat{D}'' \right) \text{ équivalent à } \frac{u'}{\varepsilon_y} = 1 + \alpha \left(\hat{D} - l_c^{*2} \hat{D}'' \right) \text{ avec } l_c^* = \frac{a^*}{2\sqrt{6}} \quad (\text{I} - 49)$$

La formulation caractéristique d'une loi non locale au sens d'Eringen (Eringen, 1983), constitutive d'un MCE non local reliant de manière différentielle l'effort normal à la déformation apparaît alors en équation (I – 48) avec une longueur interne caractéristique, l_c , constante et telle que : $l_c^2 = a^2/24$. Si une déformation non locale $\bar{\varepsilon} = \bar{u}'$, telle que $\bar{\varepsilon} - l_c^2 \bar{\varepsilon}'' = \varepsilon$ est introduite, l'équation (I – 49) conduit aussi à la relation caractéristique d'une relation non locale en déformation :

$$\frac{\bar{\varepsilon}}{\varepsilon_y} = 1 + \alpha \hat{D} \quad (\text{I} - 50)$$

Cette dernière relation équivaut également à un modèle non local d'endommagement au gradient implicite (Peerlings et al., 1996). Toutefois, à la différence du modèle de Peerlings, l'élasticité est ici affectée par le terme non local, voir équation (I – 48), comme également observée dans le cas d'une chaîne discrète en flexion (Challamel et al., 2014a). En l'absence d'effet non local dans la loi de contrainte effective, le modèle présenté coïncide avec celui de (Peerlings et al., 1996) qui utilise la déformation non locale introduite en équation (I – 50) et correspond également au modèle de (Pijaudier-Cabot and Bazant, 1987) si la déformation non locale est associée avec d'autres noyaux de non localité.

5.d Conditions aux limites

Grâce à l'approximation de Padé de l'équation (I – 44), la résolution du champ de déplacements trouve, sur l'ensemble de la chaîne, une solution analytique qui vérifie les conditions aux limites posées qui peuvent être de deux types. Les annotations «⁻» et «⁺» désignent les déplacements de la chaîne dans la partie endommagée, i.e. pour $x \in [0; l_0]$, et non endommagée respectivement, i.e. pour $x \in [l_0; L]$, voir Figure I – 32.

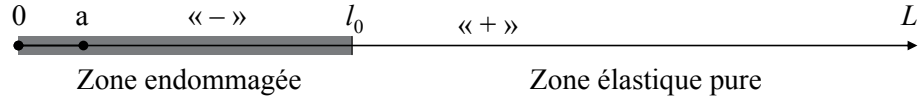


Figure I – 32 : Notation des déplacements le long de la chaîne

- **Conditions de type cinématique**

Ces conditions paraissent intuitivement les premières à envisager, à savoir un déplacement nul au point d'attache et une continuité du déplacement à la limite de la zone endommagée et purement élastique en l_0 , soit : $u^-(0) = 0$ et $u^-(l_0) = u^+(l_0)$.

Cependant, ce jeu de condition limite induit une divergence du modèle avant la charge maximale β_{\max} et ne permet pas d'obtenir de réponse en phase de radoucissement, voir Figure I – 33 a).

- **Conditions de type statique (ou cohésif)**

En phase d'écroutissage (comme de radoucissement), le déplacement du premier nœud peut être parfaitement défini à partir de conditions aux limites de type statique, relevant d'une loi cohésive entre effort normal et déplacement dans le premier élément, selon la phase considérée : écroutissage ou radoucissement, voir relation (I – 38) :

$$\frac{u^*(1/n)}{\varepsilon_y} = \frac{(1 + \alpha D_0^\pm)}{n} \quad \text{avec} \quad D_0^\pm = \frac{\alpha - 1}{2\alpha} \mp \sqrt{\left(\frac{1 + \alpha}{2\alpha}\right)^2 - \frac{\beta}{\alpha}} = \hat{D}_{1/2}^\pm = \hat{D}^\pm\left(\frac{a}{2}\right) \quad (\text{I} - 51)$$

où les annotations « * » désignent les variables adimensionnelles selon la longueur L de la chaîne telle que $u^* = u/L$, et $a^* = a/L = 1/n$. La continuité de l'effort normal en limite de zone endommagée, en $x = l_0$, doit notamment être vérifiée, i.e. $N^-(l_0) = N^+(l_0)$:

$$\frac{u^-(l_0^* + a^*) - u^-(l_0^*)}{a^*} = \frac{u^+(l_0^* + a^*) - u^+(l_0^*)}{a^*} \quad (\text{I} - 52)$$

Dans le cas d'un modèle cohésif, la continuité du déplacement en limite de zone endommagée, implique aussi une continuité en $x = l_0 + a$ puisque la continuité de l'effort normal selon l'équation (I – 50) conduit à : $u^-(l_0 + a) = u^+(l_0 + a)$. Il est à noter que cette dernière condition est en accord avec celle posée en $x = a$. En d'autres termes, l'influence de l'endommagement doit être considérée sur une longueur correspondant à l_0 , s'étendant ici de $x = a$ à $x = l_0 + a$.

5.e Milieu continu non local équivalent

Dans la cas d'un processus d'endommagement actif (en phase d'écrouissage), dans la zone endommagée de la chaîne, pour $x \in [0; l_0]$ l'endommagement est tel que $\hat{D} = \hat{D}^+$, voir relation (I – 27), et l'équation (I – 50) peut être intégrée selon x^* à partir de la fonction d'endommagement.

- **Phase d'écrouissage, conditions de type cinématique**

La condition limite $u^-(0) = 0$ conduit à la définition du déplacement adimensionné dans la partie endommagée de la chaîne qui est le suivant :

$$\frac{u^*}{\varepsilon_y} = \frac{\alpha + 1}{2} x^* - \frac{2\alpha^2}{3\beta} \left\{ \left[\left(\frac{1+\alpha}{2\alpha} \right)^2 - \frac{\beta}{\alpha} \left(1 - x^* + \frac{1}{2n} \right) \right]^{\frac{3}{2}} \right\} + \frac{\beta l_c^{*2}}{2} \left\{ \left[\left(\frac{1+\alpha}{2\alpha} \right)^2 - \frac{\beta}{\alpha} \left(1 - x^* + \frac{1}{2n} \right) \right]^{-\frac{1}{2}} \right\} \quad (\text{I} - 53)$$

Si ce modèle donne une réponse très proche de celle du système discret pour des valeurs de β proches de 1, lorsque $\beta \rightarrow \beta_{\max} / (1 + 1/2n)$ avec $\beta_{\max} = (1 + \alpha)^2 / 4\alpha$, le déplacement pour $x^* \in [0; l_0^*]$ n'est plus défini : le déplacement tend vers une valeur négative infinie, voir Figure I – 33 a).

- **Phase d'écrouissage, conditions de type statique**

Les conditions aux limites non locales équivalentes aux conditions aux limites de l'effort normal exprimées dans le premier élément conduisent à la définition d'une valeur de déplacement au premier nœud selon l'endommagement uniquement induit dans le premier élément comme préalablement établi selon la relation (I – 51).

$$\frac{u^*}{\varepsilon_y} = \frac{1 + \alpha D_0^+}{n} + \frac{\alpha + 1}{2} \left(x^* - \frac{1}{n} \right) - \frac{2\alpha^2}{3\beta} \left\{ \left[\left(\frac{1+\alpha}{2\alpha} \right)^2 - \frac{\beta}{\alpha} \left(1 - x^* + \frac{1}{2n} \right) \right]^{\frac{3}{2}} \right\} + \frac{\beta l_c^{*2}}{2} \left\{ \left[\left(\frac{1+\alpha}{2\alpha} \right)^2 - \frac{\beta}{\alpha} \left(1 - x^* + \frac{1}{2n} \right) \right]^{-\frac{1}{2}} \right\} \quad (\text{I} - 54)$$

où D_0^+ est la solution minimale de D_0 définie par la relation (I – 51). Ce modèle donne alors une réponse très proche de celle du système discret et est défini jusqu'au maximum de charge β_{\max} , i.e. pour $\beta \in [1; \beta_{\max}]$, voir Figure I – 33 a).

• **Phase de radoucissement, conditions de type statique**

Lorsque la charge β atteint $\beta_{\max} = (1-\alpha)^2/4\alpha$, l'endommagement actif ne se produit que dans le premier élément. Les autres éléments subissent alors une décharge élastique linéaire pour un état d'endommagement constant, voir nul si $x \in [l_{0\max}; L]$ où $l_{0\max}$ est la longueur d'endommagement maximal atteinte pour $\beta = \beta_{\max}$ qui peut également s'écrire à partir des relations (I – 39) et (I – 40) sous sa forme adimensionnée comme $l_{0\max}/L = (1-\alpha)^2/(1+\alpha)^2$. Pour $x \in [0, l_{0\max}]$, l'approximation de Padé de la loi de comportement continuaisée en (I – 44) conduit à :

$$ESu' = \frac{\hat{N}}{1 - \hat{D}_{\max}^+} - l_c^{*2} \left(\frac{\hat{N}}{1 - \hat{D}_{\max}^+} \right)'' \text{ avec } \hat{D}_{\max}^+ = 1 - \frac{1+\alpha}{2\alpha} \left(1 + \sqrt{x^* - \frac{1}{2n}} \right) \quad (\text{I} - 55)$$

où \hat{D}_{\max}^+ désigne l'endommagement maximal atteint pour $\beta = \beta_{\max}$. En considérant le déplacement du premier nœud selon la loi cohésive considérée, voir (I – 51), avec ici un endommagement actif en phase de radoucissement noté D_0^- correspondant à la solution maximale de D donnée en (I – 38), l'intégration de l'équation (I – 55) donne :

$$\frac{u^-(x^*)}{\varepsilon_y} = \frac{1 + \alpha D_0^-}{n} + \frac{2\alpha\beta}{1+\alpha} \left[x^* - \frac{1}{n} - \frac{2}{3} \left(\sqrt{x^* - \frac{1}{2n}}^3 - \sqrt{\frac{1}{2n}}^3 \right) + l_c^{*2} \left(\frac{1}{2\sqrt{x^* - \frac{1}{2n}}} - \sqrt{\frac{n}{2}} \right) \right] \quad (\text{I} - 56)$$

où D_0^- est la solution maximale de D_0 définie par la relation (I – 51).

Ce modèle donne alors une réponse analytique en phase de radoucissement, définie sur l'intervalle $[0; \beta_{\max}]$, qui est très proche de celle du système discret voir Figure I – 33 b), et présente un point de raccordement en β_{\max} avec la phase d'écrouissage définie par la relation (I – 55).

• **Déplacement de l'extrémité libre de la chaîne**

Dans la partie purement élastique, ou non endommagée, pour $x \in [l_0; L]$, noté u^+ , voir Figure I – 32, la solution exacte du déplacement en chaque nœud peut être définie puisqu'avec la configuration de chargement définie, voir Figure I – 28, les relations suivantes sont obtenues $u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1} = -q^*L/n^2$, et à l'extrémité libre de la chaîne $u_n - 2u_{n-1} = q^*L/n^2$:

$$u_i^* = -\frac{q^* i}{2n^2} [i - (1 + 2n)] + A \text{ ou } \frac{u^{+*}(x^*)}{\varepsilon_y} = -\beta \frac{x^*}{2} \left[x^* - \left(\frac{1 + 2n}{n} \right) \right] + A \text{ avec } x^* = ia^* \quad (\text{I} - 57)$$

où A est une constante d'intégration qui dépend de la condition considérée pour la connexion de la partie purement élastique avec la zone endommagée. Cette solution est légèrement différente de la solution d'un milieu élastique continu qui serait : $u^*(x^*) = -q^*(x^{*2}/2 - x^*)$.

Le déplacement de l'extrémité libre de la chaîne, $u_n = \delta$, peut être normalisé selon ce déplacement en limite d'élasticité de la chaîne, δ_y , obtenu pour $\beta = 1$ et $l_0 = 0$: $\delta_y/L = \varepsilon_y(1+n)/2n$.

Le déplacement normalisé δ/δ_y peut alors être calculé à partir de la relation (I – 57) pour des conditions limites de type cinématique avec, $u^-(l_0) = u^+(l_0)$ où $u^-(l_0)$ est obtenu à partir de l'équation (I – 53) en phase d'écrouissage uniquement :

$$\frac{u^{+*}(x^*)}{\varepsilon_y} = \frac{u^{-*}(l_0^*)}{\varepsilon_y} + \frac{\beta}{2} (l_0^* - x^*) \left(l_0^* + x^* - \frac{1 + 2n}{n} \right) \quad (\text{I} - 58)$$

ou pour des conditions limites de type statique, $u^-(l_0+a) = u^+(l_0+a)$, où $u^-(l_0+a)$ est obtenu à partir de l'équation (I – 54) en phase d'écrouissage et à partir de l'équation (I – 56) en phase de radoucissement :

$$\frac{u^{+*}(x^*)}{\varepsilon_y} = \frac{u^{-*}(l_0^* + 1/n)}{\varepsilon_y} - \beta \frac{x^*}{2} \left[x^* - \frac{1 + 2n}{n} \right] + \frac{\beta}{2} \left(l_0^* + \frac{1}{n} \right) \left[\left(l_0^* + \frac{1}{n} \right) - \left(\frac{1 + 2n}{n} \right) \right] \quad (\text{I} - 59)$$

Les déplacements normalisés $\delta/\delta_y = [2n/(1+n)] u^{+*}(1)$ du modèle non local du MCE selon les différents types de conditions limites sont ainsi reportés dans la Figure I – 33 a).

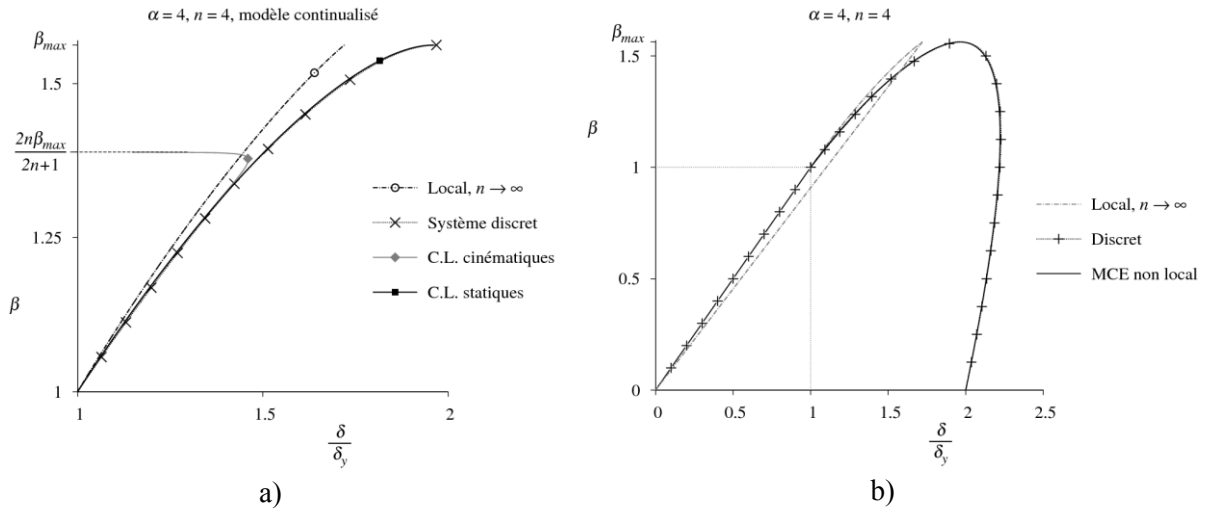


Figure I – 33 : Déplacements de l'extrémité libre de la chaîne pour $n = 4$ et $\alpha = 4$:
 – a) durant la phase d'écrouissage – b) sur l'ensemble du cycle charge – décharge.

Avec un nombre d'éléments réduit à 4, i.e. $n = 4$, l'effet de la non localité est significatif. La Figure I – 33 b) montre une très bonne concordance sur le cycle complet de

chargement, entre les résultats obtenus selon la MED pour le système de référence calculé à partir de l'équation (I – 42) par une méthode récursive, et par le modèle non local du MCE proposé ici avec des conditions aux limites statiques relevant d'une loi de type cohésif.

En utilisant une procédure de continualisation, il est ainsi montré qu'une chaîne microstructurée endommageable se comporte comme un élément continu endommageable non local. Il est aussi démontré que dans le cas étudié, le modèle non local équivalent possède une longueur caractéristique constante, indépendante du facteur de charge, dont le carré est égal à $a^2/24$.

Des résultats identiques quant au caractère intrinsèque de la longueur caractéristique ont déjà été obtenus pour un MED dans une configuration : celle d'une chaîne périodique constituée d'éléments indéformables assemblés par des rotules élastiques endommageables (Challamel et al., 2014a). En effet, lorsque cette chaîne d'éléments en flexion est considérée, la relation entre le déplacement u de la chaîne axiale et la flèche w de la chaîne en flexion est telle que $u' = w''$. Pour chacune des conditions limites envisagées, les équations (I – 53), (I – 54) et (I – 56) vérifient bien cette égalité. En considérant δ_0 , l'opérateur en différences finies centrées du premier ordre tel que l'équation (I – 44) obtenue par continualisation s'écrit :

$$\varepsilon_y (1 + \alpha \hat{D}) = \delta_0(u) \text{ avec } \delta_0 = \partial_x \left(1 + \frac{a^2}{24} \partial_x^2 \right) + o(a^4) \quad (\text{I} - 60)$$

Il est alors possible d'écrire également dans le cas de la flexion :

$$\kappa_y (1 + \alpha D) = \delta_0^2(w) \text{ avec } \delta_0^2 = \partial_x^2 \left(1 + \frac{a^2}{12} \partial_x^2 \right) + o(a^4) \quad (\text{I} - 61)$$

où $\varepsilon_y = a\kappa_y$, voir équation (I – 35).

Le carré de la longueur caractéristique du MCE est alors tel que $l_c^2 = a^2/12$ dans cette dernière configuration où une équation différentielle du second ordre est établie entre la flèche w et l'endommagement D (Challamel et al., 2014a).

La méthode de continualisation fait apparaître dans les deux configurations étudiées une non localité à la fois dans la loi de comportement mais aussi dans la fonction d'endommagement. Un modèle de MCE non local totalement couplé a été ainsi développé sur la base d'arguments physiques liés à la microstructure de la matière. Le terme de non localité introduit dans le modèle d'endommagement non local est ici rigoureusement identifié par rapport à la taille des éléments constitutifs de la chaîne axiale endommageable de référence.

Naturellement, une généralisation du modèle axial unidimensionnel peut être envisagée à l'avenir pour des problèmes bi ou tridimensionnels de MED approchés par des modèles de MCE non locaux.

6. Conclusions du chapitre I

L'étude des couplages endommagement–perméabilité offre de nombreuses voies d'investigation.

Mes travaux de recherche sur le sujet m'ont initialement conduit vers la caractérisation expérimentale de la perméabilité et l'étude des transferts hydriques dans les bétons avec ou sans endommagement.

Consécutivement, les résultats obtenus ont servi de base à l'établissement de différents modèles reliant l'endommagement à l'augmentation de la perméabilité intrinsèque des bétons, selon une approche continue pour des niveaux d'endommagement limités n'induisant qu'une microfissuration diffuse ou bien une approche discrète avec une fissuration post-localisation identifiée par sa géométrie.

La théorie du modèle continu proposé universellement pour des matériaux cimentaires au comportement quasi fragile, liant la dégradation des modules d'élasticité à l'augmentation relative de la perméabilité intrinsèque est ensuite confrontée à un matériau modèle de type réseau ou « lattice ». L'extension de ce modèle au pic de résistance et ultérieurement, en phase de radoucissement, nécessite toutefois une transition de la mécanique de l'endommagement vers celle de la rupture via son processus de localisation régi par une longueur interne caractéristique du milieu.

Les questions fondamentales de modélisation des phénomènes de rupture, cruciales quant à l'évolution à la fois du comportement mécanique et de la perméabilité du matériau à l'échelle macroscopique sont finalement abordées à partir d'un système discret unidimensionnel au comportement élastique endommageable. La détermination d'un milieu continu non local équivalent conduit alors à la détermination plus objective des longueurs internes associées.

- Mesure de la perméabilité

Les essais de percolation à l'azote s'avèrent particulièrement adaptés pour déterminer la perméabilité intrinsèque des bétons peu endommagés et/ou peu perméables tels que les BHP (Picandet, 2001). La faible viscosité et la neutralité chimique du fluide percolant au regard de la matrice cimentaire permettent de révéler la modification micro structurale dès la phase d'initiation de l'endommagement mais nécessite une bonne maîtrise de la teneur en eau pour atteindre un équilibre hydrique représentatif au sein des échantillons au moment de l'essai (Picandet et al., 2001). Pour des matériaux fissurés, l'écoulement turbulent du gaz dans les fissures doit être déduit des écoulements visqueux pour déterminer une perméabilité équivalente (Picandet et al., 2009).

Le suivi des profils de teneur en eau par gammamétrie lors de l'imbibition sous pression d'éprouvettes de bétons préalablement séchés permet de déterminer la diffusivité hydrique en condition isotherme $D(\theta)$ ainsi que leur perméabilité à l'eau à saturation (Picandet et al., 2008). Toutefois, l'effet sub-diffusif régulièrement observé dans les matériaux cimentaires,

perturbe légèrement la détermination des paramètres mesurés, particulièrement pour les éprouvettes endommagées qui nécessiteraient une analyse dédiée dans ce cas.

- Relations endommagement–perméabilité

Les travaux expérimentaux que j’ai réalisés ont permis de montrer qu’en phase pré-pic, pour un endommagement diffus avant localisation, une relation unique de l’accroissement relatif de la perméabilité intrinsèque des bétons est proposée en fonction de l’endommagement (Picandet et al., 2001). Pour les bétons fissurés, le débit percolant est ensuite proportionnel au cube de l’ouverture de fissures créées (Picandet et al., 2009). La transition entre ces deux états, correspondant à la phase de localisation de l’endommagement, demeure très difficile à observer expérimentalement.

Toutefois, conformément aux phénomènes d’auto-cicatrisation observés dans la littérature, la perméabilité à l’eau des bétons fissurés décroît dans le temps selon les conditions d’exposition à l’eau.

- Modélisation du couplage endommagement – perméabilité

Dans ce travail théorique et numérique, un réseau d’éléments discrets élastiques fragiles a été considéré. La résistance des éléments est aléatoire et leur perméabilité dépend de leur état (ruiné ou non). L’évolution de la perméabilité à l’échelle du réseau est suivie selon son endommagement et sa localisation (Chatzigeorgiou et al., 2005). L’unicité de la relation endommagement–perméabilité proposée pour l’ensemble des matériaux cimentaires au comportement élastique fragile trouve ici une justification théorique pour un endommagement modéré, avant la localisation en phase post-pic. Le lien entre un milieu endommagé et fissuré, i.e. entre la mécanique de l’endommagement et celle de la rupture nécessite ensuite de connaître les longueurs internes associées aux processus de localisation.

- Localisation de l’endommagement :
équivalence entre milieux discret et continu non local

La justification de lois non locales dont les longueurs caractéristiques sont déterminées à partir d’arguments physiques liés à la microstructure de la matière a été étudiée d’un point de vue purement théorique sur la base de modèles discrets unidimensionnels et périodiques. Une longueur interne constante apparaît, dont le carré s’exprime en $a^2/24$, où a représente la longueur des éléments discrets (Picandet et al., 2015a). Ces résultats confirment, suite à l’étude similaire menée pour la chaîne en flexion endommageable (Challamel et al., 2014a), la validité des modèles non locaux de type intégral (au sens d’Eringen) pour calibrer les effets d’échelle dans les milieux discrets endommageables.

Cette étude démontre l’existence, souvent discutée dans la littérature, d’une longueur interne intrinsèque au système étudié, indépendante des conditions limites considérées, de la charge ou de la grandeur du système (i.e. de la longueur de la chaîne).

Ce travail constitue une première étape dans la justification de la structure des modèles non locaux visant à mettre en lumière les effets d’échelle dans les matériaux quasi-fragiles. En configuration axiale, cette étape est potentiellement généralisable aux systèmes à deux, voire à trois dimensions.

7. Références bibliographiques du chapitre I

- Abbas, A., Carcasses, M., and Ollivier, J.-P. (1999). Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation. *Mater. Struct.* 32, 3–8.
- Abbas, A., Carcasses, M., and Ollivier, J.P. (2000). The importance of gas permeability in addition to the compressive strength of concrete. *Mag. Concr. Res.* 52, 1–6.
- Akhavan, A., Shafaatian, S.-M.-H., and Rajabipour, F. (2012). Quantifying the effects of crack width, tortuosity, and roughness on water permeability of cracked mortars. *Cem. Concr. Res.* 42, 313–320.
- Aldea, C.-M., Shah, S.P., and Karr, A. (1999). Permeability of cracked concrete. *Mater. Struct.* 32, 370–376.
- Andrianov, I.V., Awrejcewicz, J., and Weichert, D. (2009). Improved Continuous Models for Discrete Media. *Math. Probl. Eng.* 2010, e986242.
- Aouaïssia Abdallah, N. (1997). Mesure dynamique des paramètres du transfert isotherme d’humidité dans un mortier. Thèse de doctorat. Université de Nantes.
- De Arcangelis, L., and Herrmann, H.J. (1989). Scaling and multiscaling laws in random fuse networks. *Phys. Rev. B* 39, 2678–2684.
- Baroghel-Bouny, V. (1994). Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons : méthodes, analyse, interprétations (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées).
- Bary, B. (1996). Étude du couplage hydraulique-mécanique dans le béton endommagé. Thèse de doctorat. École Normale Supérieure de Cachan.
- Bary, B., Bournazel, J.-P., and Bourdarot, E. (2000). Poro-Damage Approach Applied to Hydro-Fracture Analysis of Concrete. *J. Eng. Mech.* 126, 937–943.
- Bažant, Z.P. (1987). Why continuum damage is nonlocal: Justification by quasiperiodic microcrack array. *Mech. Res. Commun.* 14, 407–419.
- Bažant, Z.P., and Pijaudier-Cabot, G. (1989). Measurement of Characteristic Length of Nonlocal Continuum. *J. Eng. Mech.* 115, 755–767.
- Bear, J. (1988). Dynamics of Fluids in Porous Media (Dover).
- Bellini da Cunha Neto, J.A. (1992). Transport d’humidité en matériau poreux en présence d’un gradient de température : caractérisation expérimentale d’un béton cellulaire. Thèse de doctorat. Grenoble 1.
- Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *J. Appl. Phys.* 12, 155–164.
- Burlion, N., Skoczylas, F., and Dubois, T. (2003). Induced anisotropic permeability due to drying of concrete. *Cem. Concr. Res.* 33, 679–687.
- Carman, P.C. (1956). Flow of Gases Through Porous Media (Academic Press).
- Carpinteri, A., Ferro, G., and Monetto, I. (1999). Scale effects in uniaxially compressed concrete specimens. *Mag. Concr. Res.* 51, 217–225.
- Castro-Montero, A., Jia, Z., and Shah, S.P. (1995). Evaluation of Damage in Brazilian Test Using Holographic Interferometry. *ACI Mater. J.* 92.
- Challamel, N., Picandet, V., and Pijaudier-Cabot, G. (2014a). From discrete to nonlocal continuum damage mechanics: Analysis of a lattice system in bending using a continualized approach. *Int. J. Damage Mech.* 1056789514560913.

- Challamel, N., Picandet, V., Elishakoff, I., Wang, C.M., Collet, B., and Michelitsch, T. (2014b). On Nonlocal Computation of Eigenfrequencies of Beams Using Finite Difference and Finite Element Methods. *Int. J. Struct. Stab. Dyn.* 1540008.
- Challamel, N., Wang, C.M., and Elishakoff, I. (2014c). Discrete systems behave as nonlocal structural elements: Bending, buckling and vibration analysis. *Eur. J. Mech. - ASolids* 44, 125–135.
- Challamel, N., Picandet, V., Collet, B., Michelitsch, T., Elishakoff, I., and Wang, C.M. (2015). Revisiting finite difference and finite element methods applied to structural mechanics within enriched continua. *Eur. J. Mech. - ASolids* 53, 107–120.
- Charron, J.-P., Denarié, E., and Brühwiler, E. (2008). Transport properties of water and glycol in an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high tensile deformation. *Cem. Concr. Res.* 38, 689–698.
- Chatzigeorgiou, G., Picandet, V., Khelidj, A., and Pijaudier-Cabot, G. (2005). Coupling between progressive damage and permeability of concrete: analysis with a discrete model. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 29, 1005–1018.
- Choinska, M., Khelidj, A., Chatzigeorgiou, G., and Pijaudier-Cabot, G. (2007). Effects and interactions of temperature and stress-level related damage on permeability of concrete. *Cem. Concr. Res.* 37, 79–88.
- Collins, M.A. (1981). A quasicontinuum approximation for solitons in an atomic chain. *Chem. Phys. Lett.* 77, 342–347.
- Comi, C., Mariani, S., and Perego, U. (2007). An extended FE strategy for transition from continuum damage to mode I cohesive crack propagation. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 31, 213–238.
- Coussy, O. (1995). *Mechanics of Porous Continua* (Wiley Intersciences).
- Daian, J.-F. (1986). *Processus de condensation et de transfert d'eau dans un matériau méso et macroporeux : étude expérimentale du mortier de ciment*. Thèse de doctorat d'état ès sciences. Université Scientifique et Médicale de Grenoble.
- Daian, J.-F., and Saliba, J. (1993). Transient moisture transport in a cracked porous medium. *Transp. Porous Media* 13, 239–260.
- Darcy, H. (1856). *Les fontaines publiques de la ville de Dijon : exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution d'eau* (Paris : Victor Dalmont).
- Delaplace, A., Pijaudier-Cabot, G., and Roux, S. (1996). Progressive damage in discrete models and consequences on continuum modelling. *J. Mech. Phys. Solids* 44, 99–136.
- Desmettre, C., and Charron, J.-P. (2012). Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading. *Cem. Concr. Res.* 42, 945–952.
- Dhir, R.K., Hewlett, P.C., and Chan, Y.N. (1989). Near surface characteristics of concrete: intrinsic permeability. *Mag. Concr. Res.* 41, 87–97.
- Djerbi Tegguer, A., Bonnet, S., Khelidj, A., and Baroghel-Bouny, V. (2013). Effect of uniaxial compressive loading on gas permeability and chloride diffusion coefficient of concrete and their relationship. *Cem. Concr. Res.* 52, 131–139.
- Dormieux, L., and Kondo, D. (2004). Approche micromécanique du couplage perméabilité–endommagement. *Comptes Rendus Mécanique* 332, 135–140.
- Dormieux, L., and Lemarchand, E. (2001). Homogenization Approach of Advection and Diffusion in Cracked Porous Material. *J. Eng. Mech.* 127, 1267–1274.
- Dufour, F., Pijaudier-Cabot, G., Choinska, M., and Huerta, A. (2008). Extraction of a crack opening from a continuous approach using regularized damage models. *Comput. Concr.* 5, 375–388.

- Dullien, F.A.L. (1991). *Porous Media: Fluid Transport and Pore Structure* (Academic Press).
- Dullien, F.A.L. (1992). Single-Phase Transport Phenomena in Porous Media. In *Porous Media: Fluid Transport and Pore Structure* (Second Edition), F.A.L. Dullien, ed. (San Diego: Academic Press), pp. 237–317.
- Edvardsen, C. (1999). Water Permeability and Autogenous Healing of Cracks in Concrete. *ACI Mater. J.* 96.
- El-Dieb, A.S., and Hooton, R.D. (1995). Water-permeability measurement of high performance concrete using a high-pressure triaxial cell. *Cem. Concr. Res.* 25, 1199–1208.
- Eringen, A.C. (1983). On differential equations of nonlocal elasticity and solutions of screw dislocation and surface waves. *J. Appl. Phys.* 54, 4703–4710.
- Ghasemzadeh, F., and Pour-Ghaz, M. (2014). Effect of Damage on Moisture Transport in Concrete. *J. Mater. Civ. Eng.* 04014242.
- Granger, S., Loukili, A., Pijaudier-Cabot, G., and Chanvillard, G. (2007). Experimental characterization of the self-healing of cracks in an ultra high performance cementitious material: Mechanical tests and acoustic emission analysis. *Cem. Concr. Res.* 37, 519–527.
- Hall, C. (2007). Anomalous diffusion in unsaturated flow: Fact or fiction? *Cem. Concr. Res.* 37, 378–385.
- Hansen, A., Roux, S., and Herrmann, H.J. (1989). Rupture of central-force lattices. *J. Phys.* 50, 733–744.
- Hearn, N. (1998). Self-sealing, autogenous healing and continued hydration: What is the difference? *Mater. Struct.* 31, 563–567.
- Hearn, N. (1999). Effect of Shrinkage and Load-Induced Cracking on Water Permeability of Concrete. *ACI Mater. J.* 96.
- Hearn, N., and Lok, G. (1998). Measurement of Permeability under Uniaxial Compression: A Test Method. *ACI Mater. J.* 95.
- Hearn, N., and Morley, C.T. (1997). Self-sealing property of concrete—experimental evidence. *Mater. Struct.* 30, 404–411.
- Hérisson, B., Picandet, V., Challamel, N., and Perrot, A. (2015). Nonlocal Continuum Damage Mechanics approach of a discrete axial chain under non-uniform axial load. In *Second International Conference on Damage Mechanics*, (Troyes, France).
- Herrmann, H.J., Hansen, A., and Roux, S. (1989). Fracture of disordered, elastic lattices in two dimensions. *Phys. Rev. B Condens. Matter* 39, 637–648.
- Hilloulin, B., Grondin, F., Matallah, M., and Loukili, A. (2014). Modelling of autogenous healing in ultra high performance concrete. *Cem. Concr. Res.* 61–62, 64–70.
- Jacobs, F. (1998). Permeability to gas of partially saturated concrete. *Mag. Concr. Res.* 50, 115–121.
- Jacobsen, S., Marchand, J., and Hornain, H. (1995). Sem observations of the microstructure of frost deteriorated and self-healed concretes. *Cem. Concr. Res.* 25, 1781–1790.
- Kevrekidis, P.G., Kevrekidis, I.G., Bishop, A.R., and Titi, E.S. (2002). Continuum approach to discreteness. *Phys. Rev. E* 65, 046613.
- Klinkenberg, L. (1941). The permeability of porous media to liquids and gases. In *Drilling and Production Practice*, (1941: American Petroleum Institute), pp. 200–213.
- Kollek, J.J. (1989). The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method—a recommendation. *Mater. Struct.* 22, 225–230.
- Krajcinovic, D., and Basista, M. (1991). Rupture of central-force lattices revisited. *J. Phys. I* 1, 241–245.

- Krajcinovic, D., and Mier, J. (2000). *Damage and Fracture of Disordered Materials* (Vienna: Springer Vienna).
- Küntz, M., and Lavallée, P. (2001). Experimental evidence and theoretical analysis of anomalous diffusion during water infiltration in porous building materials. *J. Phys. Appl. Phys.* 34, 2547.
- Küntz, M., and Lavallée, P. (2004). Anomalous diffusion is the rule in concentration-dependent diffusion processes. *J. Phys. Appl. Phys.* 37, L5.
- Lemaître, J., and Chaboche, J.-L. (1988). *Mécanique des matériaux solides* (Dunod).
- Lockington, D.A., and Parlange, J.Y. (2003). Anomalous water absorption in porous materials. *J. Phys. Appl. Phys.* 36, 760.
- Loosveldt, H., Lafhaj, Z., and Skoczylas, F. (2002). Experimental study of gas and liquid permeability of a mortar. *Cem. Concr. Res.* 32, 1357–1363.
- Marigo, J.-J. (1981). Formulation d'une loi d'endommagement d'un matériau élastique. *C R Académie Sci. Paris Vol II N 292* 19 1309–1312.
- Martys, N.S., and Ferraris, C.F. (1997). Capillary transport in mortars and concrete. *Cem. Concr. Res.* 27, 747–760.
- Mazars, J., and Pijaudier-Cabot, G. (1989). Continuum Damage Theory—Application to Concrete. *J. Eng. Mech.* 115, 345–365.
- Meziani, H., and Skoczylas, F. (1999). An experimental study of the mechanical behaviour of a mortar and of its permeability under deviatoric loading. *Mater. Struct.* 32, 403–409.
- Monlouis-Bonnaire, J.P., Verdier, J., and Perrin, B. (2004). Prediction of the relative permeability to gas flow of cement-based materials. *Cem. Concr. Res.* 34, 737–744.
- Musy, A., and Soutter, M. (1991). *Physique du sol* (PPUR presses polytechniques).
- Nemati, K.M., Monteiro, P.J., and Scrivener, K.L. (1998). Analysis of compressive stress-induced cracks in concrete. *ACI Mater. J.* 95.
- Neville, A.M. (2002). Autogenous Healing—A Concrete Miracle? *Concr. Int.* 24, 76–82.
- Palin, D., Wiktor, V., and Jonkers, H.M. (2015). Autogenous healing of marine exposed concrete: Characterization and quantification through visual crack closure. *Cem. Concr. Res.* 73, 17–24.
- Peerlings, R.H.J., De Borst, R., Brekelmans, W. a. M., and De Vree, J.H.P. (1996). Gradient Enhanced Damage for Quasi-Brittle Materials. *Int. J. Numer. Methods Eng.* 39, 3391–3403.
- Perrin, B., Bouny, V.B., and Chemloul, L. (1998). Méthodes de détermination de la diffusivité hydrique de pâtes de ciments durcies. *Mater. Struct.* 31, 235–241.
- Picandet, V. (2001). Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons. Thèse de doctorat. Université de Nantes.
- Picandet, V., Khelidj, A., and Bastian, G. (2001). Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete. *Cem. Concr. Res.* 31, 1525–1532.
- Picandet, V., Khelidj, A., and Bastian, G. (2002). Perméabilité au gaz de bétons endommagés : Interprétation de résultats expérimentaux. *Rev. Française Génie Civ.* 6, 525–544.
- Picandet, V., Khelidj, A., and Bastian, G. (2003). Gas and water permeability of cracked concrete. In *ICPCM, A New Era of Building*.
- Picandet, V., Bastian, G., and Khelidj, A. (2008). Compared imbibitions of ordinary and high performance concrete with null or positive water pressure head. *Cem. Concr. Res.* 38, 772–782.
- Picandet, V., Khelidj, A., and Bellegou, H. (2009). Crack effects on gas and water permeability of concretes. *Cem. Concr. Res.* 39, 537–547.

- Picandet, V., Challamel, N., and Hin, S. (2013). Comportement au flambement de poteaux avec loi de plasticité au gradient. In 21ème Congrès Français de Mécanique,.
- Picandet, V., Challamel, N., and Hin, S. (2014). Buckling and post-buckling of gradient and nonlocal plasticity columns experiencing softening. *Int. J. Solids Struct.* 51, 4052–4067.
- Picandet, V., Hérissou, B., Challamel, N., and Perrot, A. (2015a). On the failure of a discrete axial chain using a continualized nonlocal Continuum Damage Mechanics approach. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* in press.
- Picandet, V., Hérissou, B., Challamel, N., and Perrot, A. (2015b). Rupture d'une chaîne discrète axiale endommageable - Approche par un milieu continu non local équivalent. In 33èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil, (Bayonne).
- Pijaudier-Cabot, G., and Bazant, Z.P. (1987). Nonlocal Damage Theory. *J. Eng. Mech.* 113, 1512–1533.
- Pijaudier-Cabot, G., Dufour, F., and Choinska, M. (2009). Permeability due to the increase of damage in concrete: From diffuse to localized damage distributions. *J. Eng. Mech.* 135, 1022–1028.
- Ranaivomanana, H., Verdier, J., Sellier, A., and Bourbon, X. (2013). Sealing process induced by carbonation of localized cracks in cementitious materials. *Cem. Concr. Compos.* 37, 37–46.
- Rastiello, G., Boulay, C., Dal Pont, S., Tailhan, J.L., and Rossi, P. (2014). Real-time water permeability evolution of a localized crack in concrete under loading. *Cem. Concr. Res.* 56, 20–28.
- Reinhardt, H.-W., and Jooss, M. (2003). Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width. *Cem. Concr. Res.* 33, 981–985.
- Rosenau, P. (1986). Dynamics of nonlinear mass-spring chains near the continuum limit. *Phys. Lett. A* 118, 222–227.
- Saeidpour, M., and Wadsö, L. (2015). Evidence for anomalous water vapor sorption kinetics in cement based materials. *Cem. Concr. Res.* 70, 60–66.
- Samaha, H.R., and Hover, K.C. (1992). Influence of microcracking on the mass transport properties of concrete. *ACI Mater. J.* 89.
- Sanjuán, M.A., and Muñoz-Martínez, R. (1996). Oven-drying as a preconditioning method for air permeability test on concrete. *Mater. Lett.* 27, 263–268.
- Shah, S.P., Lawler, J.S., and Rapoport, J. (2001). Reinforcing fibers and the permeability of cracked concrete with implications for durability. In 3rd International Conference on Concrete under Sever Conditions: Environment and Loading, Keynote Paper, (Vancouver, Canada), pp. 38–49.
- Simone, A., Wells, G.N., and Sluys, L.J. (2003). From continuous to discontinuous failure in a gradient-enhanced continuum damage model. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 192, 4581–4607.
- Sugiyama, T., Bremner, T.W., and Holm, T.A. (1996). Effect of Stress on Gas Permeability in Concrete. *ACI Mater. J.* 93.
- Triantafyllidis, N., and Bardenhagen, S. (1993). On higher order gradient continuum theories in 1-D nonlinear elasticity. Derivation from and comparison to the corresponding discrete models. *J. Elast.* 33, 259–293.
- Ulm, F.J., Torrenti, J.M., and Ardenot (1999). Chemoporoplasticity of Calcium Leaching in Concrete. *J. Eng. Mech.* 125, 1200–1211.
- Vauclin, M., Haverkamp, R., and Vachaud, G. (1979). Résolution numérique d'une équation de diffusion non linéaire : application à l'infiltration de l'eau dans les sols non saturés (Presses universitaires de Grenoble).

- Wang, K., Jansen, D.C., Shah, S.P., and Karr, A.F. (1997). Permeability study of cracked concrete. *Cem. Concr. Res.* 27, 381–393.
- Wattis, J.A.D. (2000). Quasi-continuum approximations to lattice equations arising from the discrete nonlinear telegraph equation. *J. Phys. Math. Gen.* 33, 5925.
- Yang, Y., Lepech, M.D., Yang, E.-H., and Li, V.C. (2009). Autogenous healing of engineered cementitious composites under wet–dry cycles. *Cem. Concr. Res.* 39, 382–390.
- Yssorche-Cubaynes, M.-P., and Ollivier, J.-P. (1999). La microfissuration d'autodessiccation et la durabilité des BHP et BTHP. *Mater. Struct.* 32, 14–21.
- Zhou, C., Li, K., and Pang, X. (2012). Geometry of crack network and its impact on transport properties of concrete. *Cem. Concr. Res.* 42, 1261–1272.
- Zhou, C., Chen, W., Wang, W., and Skoczylas, F. (2015). Unified determination of relative molecular diffusivity and fluid permeability for partially saturated cement-based materials. *Cem. Concr. Res.* 67, 300–309.

Chapitre II

Béton frais : Perméabilité / rhéologie des pâtes granulaires

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 1. | Introduction. | 77 |
| 1.a | Cadre de travail | 77 |
| 1.b | Problématique industrielle | 77 |
| 1.c | Contexte scientifique | 78 |
| 2. | Mesure de la perméabilité des matériaux cimentaires à l'état frais | 81 |
| 2.a | Hydromécanique des milieux saturés déformables | 81 |
| 2.b | Méthodes expérimentales | 83 |
| | • Essais de consolidation sous contrainte constante | 84 |
| | • Essais de percolation sans consolidation préalable | 85 |
| | • Essai de percolation sous consolidation imposée | 89 |
| 2.c | Evolution de la perméabilité selon l'indice des vides | 90 |
| | • Modèle de Kozeny-Carman | 90 |
| | • Modèle de Taylor | 91 |
| | • Comparaison des résultats expérimentaux | 91 |
| | • Comparaison des évolutions de perméabilité | 92 |
| 2.d | Détermination du coefficient de consolidation. | 93 |
| | • Essai sous contrainte imposée | 93 |
| | • Mesure des coefficients de compressibilité et de gonflement | 94 |
| | • Evaluation du coefficient de consolidation | 95 |
| 2.e | Evolution de la perméabilité avec la durée de percolation | 96 |
| | • Influence de l'hydratation dans les premières heures | 96 |
| | • Perturbations liées à la percolation | 96 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 3. | Influence de la formulation sur la perméabilité à l'état frais | 98 |
| 3.a | Effets des granulats | 98 |
| • | Modélisation dans le cas de granulats sphériques | 98 |
| • | Essais avec des billes de verre | 99 |
| • | Extension du modèle aux cas des mortiers et bétons | 100 |
| 3.b | Effets des superplastifiants de type carboxylates. | 100 |
| • | Effet sur la perméabilité | 100 |
| • | Effet sur la compressibilité | 102 |
| 3.c | Effets des viscosants de type éther de cellulose. | 103 |
| • | Viscosité du fluide interstitiel | 103 |
| • | Influence des éthers de cellulose sur le système de filtration | 103 |
| • | Adsorption des éthers de cellulose | 104 |
| • | Obturation des voies de percolation par les éthers de cellulose | 104 |
| 4. | Incidence de la perméabilité sur le comportement rhéologique | 106 |
| 4.a | Forces agissant sur les microparticules solides en suspension | 106 |
| • | Mouvement brownien | 106 |
| • | Interactions colloïdales | 107 |
| • | Gravité et forces hydrodynamiques | 107 |
| 4.b | Ressuage et stabilité | 108 |
| • | Ressuage | 108 |
| • | Stabilité des matériaux cimentaires à l'état frais | 109 |
| 4.c | Structuration des matériaux cimentaires à l'état frais | 109 |
| • | Interprétations physiques de la contrainte seuil | 110 |
| • | Thixotropie | 110 |
| • | Vitesse de structuration | 110 |
| • | Incidence sur les pressions exercées dans les coffrages | 112 |
| 4.d | Mesures de la contrainte seuil | 113 |
| • | Essai à la plaque | 114 |
| ○ | Dispositif expérimental | 114 |
| ○ | Analyse des résultats | 115 |
| ○ | Comparaison des mesures | 116 |
| ○ | Mesures en conditions statiques | 117 |
| ○ | Mesures en phase de relaxation après cisaillement | 117 |
| • | Rhéomètre rotationnel spécifique | 118 |
| ○ | Dispositif expérimental | 118 |
| ○ | Effet des granulats | 119 |
| ○ | Evolution des pressions interstitielles | 120 |
| 5. | Conclusions du chapitre II | 122 |
| 6. | Références bibliographiques du chapitre II | 125 |

1. Introduction.

1.a Cadre de travail

La rhéologie des bétons frais constituait à mon arrivée en 2002 l'axe principal de recherche de l'équipe « Génie Civil » menée par Philippe Baudeau. Les recherches expérimentales développées au laboratoire s'attachaient alors à enregistrer les variations de pression interstitielle en cours de prise à la paroi des coffrages. Les variations significatives de pression laissaient supposer un rôle prépondérant de la phase fluide sur le comportement rhéologique des suspensions granulaires concentrées et quasiment saturées en eau. C'est donc sous l'angle de l'étude de la perméabilité et de la consolidation des matériaux cimentaires à l'état frais que cette partie est traitée. La partie expérimentale a été initiée lors de la thèse de Jean-Claude Tchamba (Tchamba, 2008) et des travaux d'El Houssain Rochdi (Rochdi et al., 2007), ATER de 2005 à 2007 au laboratoire.

Parallèlement, la détermination de la contrainte seuil d'écoulement de suspensions concentrées, paramètre déterminant dans la mise en forme des matériaux, a été le sujet principal de mon séjour au NIST en 2006 dans le cadre d'un CRCT de 6 mois, en collaboration avec Clarissa Ferraris (Picandet et al., 2007) (Ferraris et al., 2008) (Zhang et al., 2009).

Ont participé à ce travail, par ordre chronologique : Jean-Claude Tchamba, Sofiane Amziane, El Houssain Rochdi, Clarissa Ferraris, Max Peltz, Daniel De Kee, Minh Hong Zhang, Paul Stuzmann, Arnaud Perrot, Damien Rangeard, Thibaut Lecompte, Yannick Mélinge, Alexandre Pierre, Sébastien Vitaloni, et plus spécifiquement pour les mise au point des dispositifs expérimentaux : Hervé Bellegou, et Yann Guével.

Principales publications associées : (Picandet et al., 2005), (Picandet et al., 2007), (Rochdi et al., 2007), (Zhang et al., 2009), (Picandet et al., 2011), (Lecompte et al., 2012), (Perrot et al., 2013), (Perrot et al., 2014a), (Perrot et al., 2014b), (Perrot et al., 2014c), (Rangeard et al., 2014), (Pierre et al., 2015).

1.b Problématique industrielle

La rhéologie des pâtes granulaires colloïdales est un vaste sujet de recherche puisque de nombreux procédés industriels de fabrication (agroalimentaire, cosmétiques, ...) ou de réalisation en génie civil en dépendent.

L'ouvrabilité des bétons hydrauliques s'inscrit dans ce cadre avec la particularité de présenter une hétérogénéité de taille des particules et une évolution dans le temps (vieillesse) bien supérieures à celles des pâtes précitées. Ce sujet conditionne le développement de nombreuses technologies de réalisation in situ : mise en œuvre de béton par pompage, injection, projection, coulage de grande hauteur et/ou fortement ferrailé, etc..., ou

également en préfabrication : extrusion, vibro-compactage, et même plus récemment, “impression 3D” en pâte de ciment et mortier (Perrot et al., 2015). Le développement de nouveaux adjuvants ces dernières décennies a fortement contribué à repousser les limites technologiques en matière de mise en œuvre, ouvrant le champ des méthodes réalisables.

D’une bonne gestion de la mise en œuvre découle surtout un remplissage homogène et optimal du volume par le matériau et une maîtrise de la qualité des parements. Ces éléments sont aussi le gage, à plus long terme, d’une meilleure résistance mécanique, d’une plus faible perméabilité du matériau durci, et donc d’une meilleure durabilité (voir chapitre I).

1.c Contexte scientifique

Les matériaux cimentaires à l’état frais, durant les toutes premières heures d’hydratation, sont souvent considérés comme des matériaux homogènes à l’échelle macroscopique dont le comportement est visco-plastique. Les modèles avec seuil d’écoulement de Bingham ou de Herschel-Bulkley sont le plus souvent employés pour décrire et caractériser le comportement rhéologique des bétons (Banfill, 1991), (Tattersall and Banfill, 1983), (Roussel et al., 2005), (Kovler and Roussel, 2011) afin que leur mise en œuvre puisse répondre à la plupart des contraintes technologiques liées au coulage in situ ou à la préfabrication.

L’appréhension du comportement rhéologique de ce matériau considéré comme homogène peut aussi être perçue comme un milieu au moins biphasique, contenant des particules colloïdales et une phase fluide suspensive, assimilable à de l’eau. Cette distinction entre phases permet de considérer une perméabilité du matériau, i.e. la capacité du fluide suspensif à se mouvoir par rapport au squelette solide déformable (Picandet et al., 2005). La perméabilité constitue alors un paramètre clé de l’approche hydromécanique du matériau à l’état frais, comme en cours de durcissement ou de maturation.

Par analogie avec les sols fins comportant des interactions colloïdales, les concepts développés en mécanique des sols offrent typiquement une base théorique pour appréhender plus en détail le comportement avant la prise. Durant la période dite « dormante », l’effet de vieillissement est le moins sensible et les matériaux à base cimentaire peuvent être considérés comme des matériaux granulaires saturés (Gawin et al., 2006) (Perrot et al., 2006). L’analyse de données expérimentales suivant cette analogie avec la mécanique des sols a permis d’établir divers critères concernant la pompabilité, (Browne and Bamforth, 1977), l’extrudabilité (Perrot et al., 2006) (Perrot et al., 2009a) ou encore le ressuage (Tan et al., 1987) (Clear and Bonner, 1988) (Rosquoët et al., 2003) (Josserand et al., 2006) (Morris and Dux, 2010).

La perméabilité K apparaît alors comme un paramètre déterminant dont dépend le coefficient de consolidation C_v , par l’intermédiaire de la compressibilité du squelette granulaire λ , pour décrire notamment la cinétique de consolidation d’un mélange granulaire saturé (Terzaghi, 1943).

La première partie de chapitre présente les développements expérimentaux réalisés et les analyses des résultats obtenus avec des pâtes de ciment considérées comme saturées en

eau pour la caractérisation de la perméabilité K (Picandet et al., 2005) (Rochdi et al., 2007) (Picandet and Perrot, 2009) (Picandet et al., 2011) (Perrot et al., 2013) et des coefficients de consolidation C_v et de compressibilité λ (Rangeard et al., 2014). Cette partie s'inspire des théories développées en mécanique des sols mais les techniques expérimentales ont dû être adaptées au cas de matériaux dont le vieillissement impose des essais bien plus rapides sur des volumes au moins équivalents.

Dans une deuxième partie, les méthodes expérimentales et les analyses qui en découlent sont utilisées afin d'étudier l'effet des paramètres de formulation sur la perméabilité : le volume de granulats (Perrot et al., 2014c) ainsi que le dosage en adjuvant. Dans le cas d'ajout de plastifiant, les techniques expérimentales développées sont éprouvées et les analyses qui en découlent montrent l'incidence de l'arrangement granulaire pour un même indice des vides sur le comportement hydromécanique du matériau (Perrot et al., 2013). Dans le cas d'ajout de viscosant, les dispositifs doivent être adaptés et la mesure de la viscosité du fluide percolant est nécessaire pour déduire la perméabilité du milieu (Pierre et al., 2015).

La mesure de la perméabilité apporte un nouvel éclairage sur les phénomènes gouvernant la qualité du matériau au jeune âge. En effet, leur stabilité statique, contrôlant les phénomènes de ségrégation et de ressuage (Appleby and Wilson, 1996) (Josserand et al., 2006) ainsi que leur stabilité dynamique assurant la constante homogénéité du matériau lors de mise en œuvre par pompage (Browne and Bamforth, 1977) ou par extrusion (Perrot et al., 2009a) dépendent de la perméabilité. De même, la pression exercée par les bétons sur les parois des coffrages et leur évolution au cours du temps sont directement liées à la perméabilité des bétons (Gardner, 1985). Enfin, la perméabilité est aussi révélatrice de l'état de la percolation solide et joue également un rôle sur la cinétique des dépressions capillaires qui s'établissent dans le matériau lors de la prise, et par conséquent sur le retrait plastique engendré (Slowik et al., 2008) (Bakhshi and Mobasher, 2011), (Lecompte et al., 2012).

Dans ce contexte, le seuil d'écoulement apparaît parallèlement comme un paramètre clé de la description du comportement rhéologique. Le caractère thixotrope des pâtes de ciment, (i.e. leurs capacités souvent réversibles à se structurer au repos en augmentant la cohésion entre les grains solides qui la composent) combiné à leur vieillissement lié aux réactions d'hydratation, provoque une augmentation de la contrainte seuil dans le temps (Roussel, 2005) (Roussel, 2006a) (Lootens et al., 2009) et constitue une complexité supplémentaire dans l'analyse des résultats.

La dernière partie de ce chapitre présente alors une brève analyse des paramètres microstructuraux agissant dans le maintien de la stabilité du matériau, par exemple sous l'effet de son poids propre occasionnant du ressuage (Perrot et al., 2013). Outre les phénomènes de consolidation sous poids propre agissant sur les pressions interstitielles des bétons au repos (Picandet and Perrot, 2009), la reprise de contrainte aux parois des coffrages (Tchamba et al., 2008) et/ou des armatures (Perrot et al., 2009b) apparaît être la cause principale de la chute de pression interstitielle pour des hauteurs de coulage significatives, de l'ordre de 1 m ou plus. Cette cause, initiée par la consolidation du matériau engendre des déformations verticales qui, lorsqu'elles sont suffisantes, mobilisent la contrainte relative au seuil d'écoulement (Perrot et al., 2014d).

Bien qu'il soit difficile d'établir une corrélation directe entre la perméabilité et le seuil de cisaillement des matériaux cimentaires, cette question a orienté une partie de mes travaux

de recherche. Ainsi, les développements expérimentaux auxquels j'ai participé sont également présentés dans cette dernière partie : l'un initié au NIST en 2006 lors d'un CRCT pour mesurer le seuil de cisaillement de diverses suspensions concentrées dans une configuration quasi-statique, similaire aux parois coffrantes (parois verticales avec un très faible taux de cisaillement imposé) (Picandet et al., 2007) (Ferraris et al., 2008) (Zhang et al., 2009), l'autre pour mesurer simultanément l'évolution de la pression interstitielle au sein d'une pâte de ciment ou d'un mortier, et le couple agissant sur une géométrie Vane pour les cisailer (Lecompte et al., 2012). Dans ce dernier cas, le rôle dilatant des granulats, la vitesse de cisaillement et la perméabilité du matériau sont prépondérants sur les mesures obtenues du seuil d'écoulement.

2. Mesure de la perméabilité des matériaux cimentaires à l'état frais

La conductivité hydraulique du matériau est communément appelée perméabilité. Lorsque de l'eau est considérée comme fluide de percolation, le rapport entre la conductivité hydraulique, K en m.s^{-1} et la perméabilité k_v en m^2 est égal à $\rho_l g/\mu_l \cong 10^7 \text{ m}^{-1}\text{s}^{-1}$ (voir chapitre I § 2.b).

Les facteurs dont dépend la perméabilité relèvent aussi bien de la texture du matériau (granulométrie des particules, surface spécifique) que de sa structure, i.e. mode d'arrangement des particules (Bear, 1988). Au niveau textural, la distribution granulométrique des particules détermine la surface spécifique du matériau et ainsi l'intensité des forces d'adsorption dont découlent les frottements. Au niveau structural, le mode d'arrangement de ces particules, en définissant le réseau poral du milieu, détermine le profil de vitesse ainsi que les trajectoires des écoulements. De ces considérations, il ressort que la perméabilité dépend essentiellement de la finesse des particules (granulométrie), de l'arrangement des grains (floculation), et de la compacité du mélange (rapport E/C) dans le cas de matériaux cimentaires homogènes.

Cette première partie rassemble les hypothèses formulées pour les milieux saturés déformables et les dispositifs expérimentaux utilisés et développés plus spécifiquement pour l'étude des matériaux cimentaires à l'état frais (Picandet et al., 2005) (Rochdi et al., 2007) (Picandet and Perrot, 2009) (Picandet et al., 2011) (Perrot et al., 2013) (Rangeard et al., 2014). Nos travaux expérimentaux montrent l'évolution de la perméabilité et du coefficient de consolidation selon l'indice des vides e ou le rapport E/C des pâtes de ciment. Les analyses conduites sont ensuite présentées et discutées dans le cas particulier de pâtes de ciment.

2.a Hydromécanique des milieux saturés déformables

Si l'on néglige le volume d'air occlus dans une pâte de ciment, le matériau peut être considéré comme saturé en eau. Dans ce cas, l'indice des vides, e , i.e. le rapport du volume des vides saturés en eau sur le volume total apparent du matériau, est tel que $e = (1 - \phi)/\phi$ où ϕ désigne la fraction volumique solide. Avec cette hypothèse assez forte, il est alors possible de relier le rapport massique Eau/Ciment, E/C , de la pâte à :

$$e = \frac{E}{C} \frac{\rho_c}{\rho_w} \quad (\text{II} - 1)$$

où ρ_c et ρ_w sont respectivement les masses volumiques des grains de ciment et de l'eau à 20°C.

Lors de nos essais expérimentaux, comme dans la plupart des phénomènes de consolidation unidimensionnelle observés dans les sols à l'état naturel, le processus est engendré sous l'action d'une contrainte verticale notée, σ_v' , liée à la gravité par l'action du poids déjaugé du matériau, du chargement effectif en surface, ou d'un gradient hydraulique vertical imposé, $i = -dH/dz$, voir chapitre I, § 2.b.

Pour un échantillon de section S dont la hauteur et l'indice des vides sont h et e et dont le poids sec reste constant, la conservation des volumes implique qu'une variation de hauteur « dh » équivaut à une variation d'indice des vides « de » telle que :

$$\frac{dh}{h} = \frac{de}{1+e} \quad (\text{II} - 2)$$

ou encore équivaut à une variation $d(E/C)$ telle que :

$$\frac{S\rho_w}{C} dh = d\left(\frac{E}{C}\right) \quad (\text{II} - 3)$$

où E/C désigne le rapport massique Eau/Ciment du matériau (Picandet et al., 2011).

Dans le cas d'une consolidation unidimensionnelle avec un drainage par le haut, la conservation du volume exprimée par la relation (II – 2) implique également que la vitesse de tassement d'une couche de sol considérée comme homogène et d'épaisseur h corresponde au débit vertical par unité de surface sortant de cette couche i.e. $\partial v/\partial z$, pouvant être exprimé à partir de la loi de Darcy, voir équation (I – 9), également par :

$$\frac{\partial h}{h\partial t} = \frac{\partial v}{\partial z} = K \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (\text{II} - 4)$$

où H est le niveau piézométrique ou la charge hydraulique (en m) qui peut s'écrire en fonction de la pression interstitielle $H = u/\gamma_w \pm z$, selon l'orientation choisie de l'axe vertical (voir chapitre I, § 2.b).

Selon le postulat de Terzaghi (Terzaghi, 1943), la contrainte σ exercée dans le matériau peut être décomposée en une contrainte dite effective, s'exerçant uniquement sur les particules solides et notée σ' , et en une pression interstitielle isotrope, s'exerçant sur la phase fluide et notée u , telle que les tenseurs des contraintes vérifient : $\sigma = \sigma' + u$.

L'introduction d'un coefficient de compressibilité volumique, m_v [Pa^{-1}] permet d'établir une relation entre l'indice des vides e et la composante verticale de la contrainte effective, σ'_v .

$$m_v = -\frac{1}{(1+e)} \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \quad (\text{II} - 5)$$

Lors d'une consolidation se produisant sous l'effet d'une contrainte totale, σ , constante, le postulat de Terzaghi permet d'écrire $\partial \sigma'/\partial t = -\partial u/\partial t$. La vitesse de tassement d'une couche de sol considérée comme homogène et d'épaisseur h peut alors s'exprimer à partir de la relation (II – 2) par :

$$\frac{\partial h}{h\partial t} = -\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \frac{\partial u}{\partial t} = m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II} - 6)$$

La combinaison des équations (II – 4) et (II – 6) permet de formuler l'équation relative à la théorie de la consolidation unidimensionnelle (Terzaghi, 1943).

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{avec} \quad C_v = \frac{K}{m_v \gamma_w} \quad (\text{II} - 7)$$

où C_v [$\text{m}^2.\text{s}^{-1}$] désigne le coefficient de consolidation, K la conductivité hydraulique du matériau et m_v le module de compressibilité volumique défini équation (II – 5). Les conditions initiales généralement considérées pour la résolution de cette équation sont telles que, à $t = 0$, u est uniforme dans l'échantillon et que pour $t > 0$, $u = 0$ au contact de la paroi drainante.

Il est intéressant de noter également que lorsque la contrainte totale σ_v est uniforme ou varie linéairement, le postulat de Terzaghi conduit aussi à $\partial^2 \sigma'_v / \partial z^2 = - \partial^2 u / \partial z^2$ et la relation (II – 8) peut s'écrire également selon la contrainte effective σ'_v ou encore selon l'indice des vides, e :

$$\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \sigma'_v}{\partial z^2} \text{ ou } \frac{\partial e}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 e}{\partial z^2} \quad (\text{II} - 8)$$

Cette formulation correspond au cas particulier de la consolidation unidimensionnelle d'une couche de sol mince soumise à un chargement uniforme σ_v et repose sur les hypothèses suivantes:

- Les déformations de la couche de matériau sont unidimensionnelles (verticales),
- Le matériau est saturé, ce qui peut être admis pour des matériaux cimentaires où la quantité d'air occlus reste limité,
- Le fluide saturant et les grains solides sont incompressibles,
- L'écoulement de l'eau dans l'échantillon répond à la loi de Darcy,
- La conductivité hydraulique K et le module de compressibilité volumique m_v demeurent constants pendant la durée de la consolidation pour des déformations limitées.

Dans le cas de suspensions, la perméabilité du squelette granulaire varie avec l'indice des vides, comme le prévoit notamment la loi de Kozeny-Carman (Carman 1939) ou de Taylor (Taylor 1948). Ainsi l'utilisation de la théorie de Terzaghi reste valide seulement pour des variations limitées de l'indice des vides où l'on peut considérer que la perméabilité du matériau reste constante (Rangeard et al., 2014). L'évolution temporelle de la pression interstitielle u peut alors être reliée à l'évolution des déformations, i.e. du tassement de la couche considérée.

2.b Méthodes expérimentales

Le problème des matériaux cimentaires à l'état frais est qu'ils ne présentent pas une structure poreuse stable face aux pressions et aux écoulements d'eau. De plus, la cinétique d'hydratation conduit à des évolutions significatives de perméabilité dans les 3 premières heures d'hydratation (Picandet et al., 2005). De ce fait, la mesure de la perméabilité des matériaux cimentaires nécessite l'élaboration de protocoles spécifiques en s'appuyant ou en prenant en compte les phénomènes de consolidation susceptibles de se produire.

Deux méthodes expérimentales de mesures de la perméabilité d'une pâte de ciment ont été étudiées et adaptées aux matériaux étudiés.

- Une mesure par percolation sur un échantillon saturé non consolidé disposé dans une simple cellule de perméabilité. Sous une charge hydraulique constante, une consolidation

s'opère dans la partie inférieure de l'échantillon en contact avec le dispositif de filtration et le volume d'eau sortant de l'échantillon est mesuré au cours de l'essai, voir Figure II – 2 a).

– Une méthode de percolation sur un échantillon saturé pré-consolidé et disposé dans une cellule œdométrique contrôlée en volume. L'essai est réalisé après dissipation des surpressions interstitielles inhérentes à chaque palier de pré-consolidation imposé sous un gradient hydraulique constant par mesure du volume d'eau entrant, voir Figure II – 5 a).

En supposant un matériau biphasique, donc saturé en eau, les relations découlant de la poroélasticité sont applicables (Biot, 1941), en particulier par l'application de la loi de Darcy (Darcy, 1856) et de Terzaghi (Terzaghi, 1943). Cette dernière est d'abord présentée avant d'être utilisée par la suite dans l'analyse des résultats obtenus.

• Essais de consolidation sous contrainte constante

A partir des tassements enregistrés (voir figure 2), le coefficient de consolidation C_v [$\text{m}^2.\text{s}^{-1}$] est déterminé selon les méthodes classiques utilisées en mécanique des sols. La fin de la consolidation primaire correspondant au retour à l'équilibre des pressions interstitielles dans l'échantillon est déterminée selon la méthode de Casagrande (Casagrande, 1936). C_v est ensuite calculé connaissant l'instant t_{50} correspondant à un degré de consolidation primaire moyen de l'échantillon de 50% (voir Tableau II – 1).

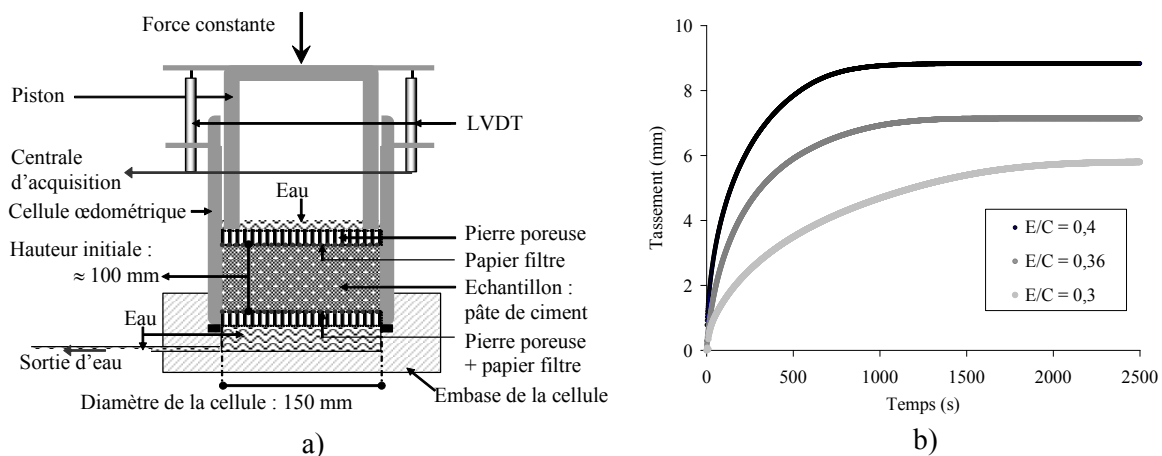


Figure II – 1 :

- a) Schéma de la cellule œdométrique utilisée pour des consolidations sous chargement constant.
- b) Évolution du tassement pour des rapports E/C compris entre 0,3 et 0,4.

La déduction du coefficient de consolidation déterminé à partir de l'évolution du tassement observé à l'œdomètre présente alors une plus grande incertitude étant donné la faible épaisseur de l'échantillon qui est drainé sur deux faces. Par ailleurs, il est très difficile expérimentalement de supprimer les effets de frottement du piston dans le cylindre, bien que ceux-ci soient en bronze, lorsque des pâtes de ciment sont testées. Dans ce dernier cas, les coefficients de consolidation déduits sont systématiquement plus élevés qu'avec les méthodes développées par la suite, tout en restant néanmoins du même ordre de grandeur, voir Tableau II – 1, (Picandet and Perrot, 2009).

- **Essais de percolation sans consolidation préalable**

Cette méthode consiste à appliquer une différence constante de charge hydraulique, ΔH , à un échantillon de matériau d'environ 7 cm de hauteur, coulé dans un dispositif dérivé de celui utilisé en mécanique des sols pour mesurer la perméabilité des sols après un compactage Proctor normal. Ce perméamètre, est composé d'une embase avec un dispositif de filtration (pierre poreuse + papier filtre) préalablement saturé en eau et d'une cellule démontable en acier cadminé de section circulaire ($\phi = 102$ mm) dans laquelle on introduit le mélange étudié, voir Figure II – 2 a).

Une plaque métallique perforée et un papier filtre séparent aussi le matériau d'un surplus d'eau ajouté au-dessus de l'échantillon (180 cm³ environ) pour le maintenir à saturation durant toute la durée de l'essai. Le papier filtre permet d'empêcher que les plus fines particules ne se mélangent à l'eau ajoutée et remontent en surface. La cellule est recouverte sur la partie supérieure par un couvercle étanche avec un orifice d'arrivée d'air, permettant la mise en pression de la partie supérieure de la cellule jusqu'à 100 kPa. La pression d'air injecté en partie supérieure de la cellule est régulée par un manomètre pour maintenir ΔH constant tandis que le débit d'eau en sortie du dispositif de filtration est recueilli dans un récipient placé sur une balance. La masse cumulée d'eau extraite est mesurée avec une précision de ± 0.1 g et enregistrée en utilisant un système d'acquisition prenant une valeur toutes les 2 s.

L'application de la charge hydraulique sur une face et le drainage sur l'autre face engendrent une consolidation des échantillons. La cinétique de consolidation est étudiée via l'évolution du débit fluide à travers l'échantillon (Picandet et al., 2011). Un calcul de la perméabilité moyenne de l'échantillon peut être ensuite proposé en première approche.

Lorsque l'exutoire de l'embase est ouvert, il débouche à la pression atmosphérique au niveau de référence, i.e. $H = 0$ pour $z = 0$. Un fort gradient hydraulique s'établit alors dans le bas de l'éprouvette qui est soumis à un phénomène de consolidation avant de tendre vers l'établissement d'un gradient hydraulique constant sur toute la hauteur de l'éprouvette L tel que $i = \Delta H/L \forall z$, voir Figure II – 1 b) et qu'un débit constant ne s'instaure dans la cellule, voir Figure II – 4.

Une modélisation par différences finies 1D selon la seule direction z , par une méthode semi implicite de type Crank-Nicolson, permet de modéliser de manière stable et précise, l'évolution des pressions interstitielles u au sein du matériau, à partir des conditions initiales. Ce schéma en différences finies permet également d'intégrer par la suite un coefficient C_v variable, selon l'indice des vides e par exemple. Selon cette méthode, l'équation (II – 9) traduit l'équation (II – 7) où u est la pression interstitielle à l'abscisse z_i et au temps t_n .

$$\frac{u_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} = \frac{C_v}{2\Delta z^2} \left[(u_{i+1}^{n+1} - 2u_i^{n+1} + u_{i-1}^{n+1}) + (u_{i+1}^n - 2u_i^n + u_{i-1}^n) \right] \quad (\text{II} - 9)$$

Dans le cas d'un essai à charge constante, les conditions initiales sont telles que la pression interstitielle est égale en tous points à la charge hydraulique imposée (30 kPa). Pour $t > 0$, la pression interstitielle est nulle au niveau de l'embase filtrante, à l'abscisse 0, tandis qu'à l'extrémité opposée la pression est maintenue à la valeur imposée (3 m de colonne d'eau). A titre d'exemple, la Figure II – 2 b) montre l'évolution du profil de pression

interstitielle au cours de l'essai sur un échantillon 70 mm de hauteur de pâte de ciment de rapport $E/C = 0,3$, avec un pas de temps de 1 s et une discrétisation selon l'abscisse z de 0,5 mm.

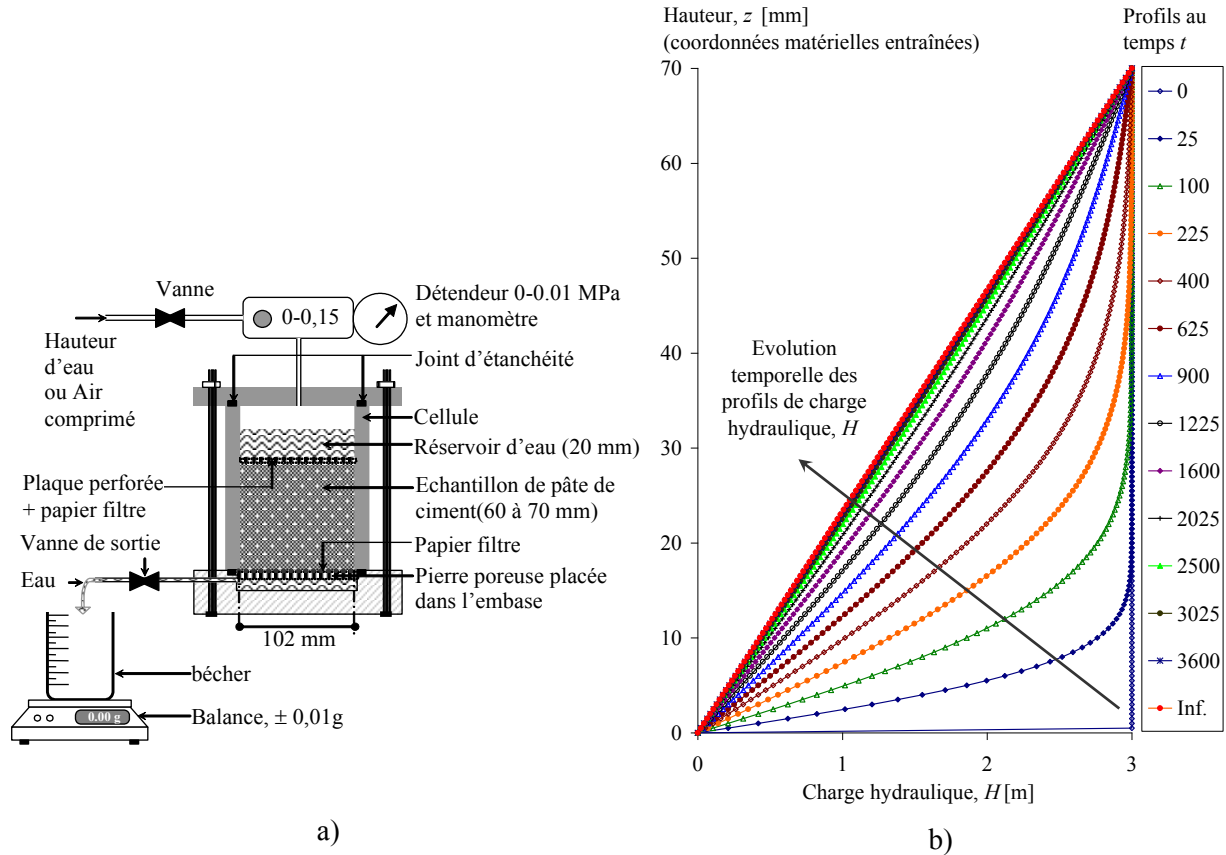


Figure II – 2 :

- a) Schéma du perméamètre utilisé pour l'essai de percolation sous charge constante.
- b) Simulation de l'évolution du profil de charge hydraulique lors de l'essai de percolation selon un calcul en différences finies au sein d'un échantillon de 70 mm de hauteur initiale avec $E/C = 0,3$.

La relation de Darcy permet à chaque instant n , connaissant la section S du perméamètre, de calculer le débit d'eau sortant à partir du gradient de pression dans la couche de base de l'échantillon, celle qui est au contact du dispositif de filtration. Le volume cumulé, recueilli à chaque instant t_n , $V_{cumulé}^n$, est donc calculé à partir de la relation suivante :

$$V_{cumulé}^n = KS \sum_{j=1}^n \frac{u_1^j - u_0^j}{\Delta z} \quad (II - 10)$$

Les mesures du volume d'eau cumulé en fonction du temps sont donc ajustées au modèle établi selon les deux paramètres : la conductivité hydraulique K et le coefficient de consolidation C_V considérés ici constants durant la totalité de la durée de l'essai. La Figure II – 3 a) montre cet ajustement à partir des mesures obtenues avec des pâtes de ciment de rapport E/C variant de 0,3 à 0,4. Indépendamment des incertitudes liées aux mesures, la bonne corrélation du modèle permet d'identifier la conductivité hydraulique et le coefficient de consolidation avec une précision de l'ordre de 1%, voir Tableau II – 1.

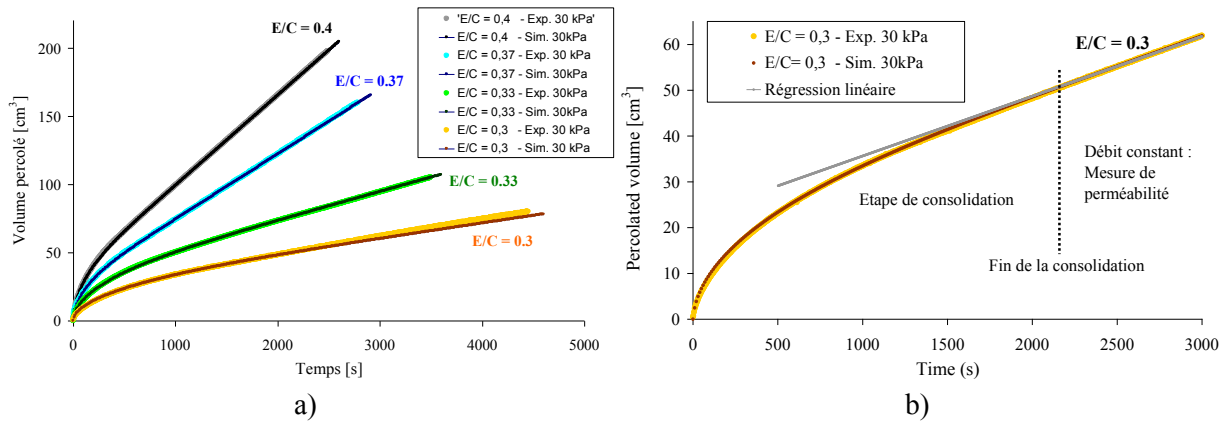


Figure II – 3 :

- a) Evolution du volume d'eau percolée sous l'effet d'une pression différentielle de 30 kPa à travers des échantillons de 60 mm de hauteur initiale avec des rapports E/C compris entre 0,3 et 0,4.
- b) Phase de consolidation typiquement observée en début de percolation avant l'établissement d'un régime permanent durant laquelle la perméabilité peut être directement mesurée.

Un facteur de proportionnalité peut être théoriquement considéré entre C_V et K pour une faible variation de e , voir équation (II – 7), mais celui-ci n'est pas connu a priori. L'ajustement de chacun de ces deux paramètres permet de déterminer m_v . Le premier (C_V) contrôle la première portion de la courbe tandis que le second (K) donne la pente de l'asymptote vers laquelle la courbe tend à se stabiliser, voir Figure II – 4. Le temps à partir duquel une évolution affine est observée, c'est-à-dire à partir duquel un débit quasi constant est établi, est donné par la fin de la consolidation du matériau dans la cellule, voir Figure II – 3 b) et Figure II – 4.

Comme attendu, la conductivité hydraulique des pâtes de ciment, et le coefficient de consolidation augmentent avec le rapport E/C . Il peut être noté également que le rapport K/C_V , relatif au coefficient de compressibilité volumique m_v , voir équation (II – 6) tend à augmenter lorsque l'indice des vides e ou le rapport E/C augmente, voir Tableau II – 1. Ce point confirme la perte de raideur du matériau lorsque la fraction volumique solide est plus faible.

Le poids de l'échantillon est contrôlé lors de la mise en place de la pâte dans la cellule afin de vérifier le volume introduit. La hauteur de l'échantillon est mesurée à partir de la hauteur libre restante en haut de la cellule avec une précision de 1 mm, avant et après le test. Cette mesure est recoupée avec la masse volumique de la pâte et permet, en fin d'essai, de déduire le tassement de l'échantillon. Ce tassement peut être également évalué théoriquement à partir de la différence entre le volume d'eau sortant et entrant, calculée à partir des paramètres K et C_V déduits des mesures, comme illustré en Figure II – 4.

Cette méthode, qualifiée de classique, présente l'avantage de recourir à un matériel couramment utilisé en mécanique des sols et permet d'effectuer les essais sur un volume d'échantillon d'environ 600 cm³ pouvant contenir éventuellement des granulats jusqu'à 20 mm de diamètre. L'ensemble du dispositif expérimental est par ailleurs assez simple et peut être facilement adapté pour des mesures in situ.

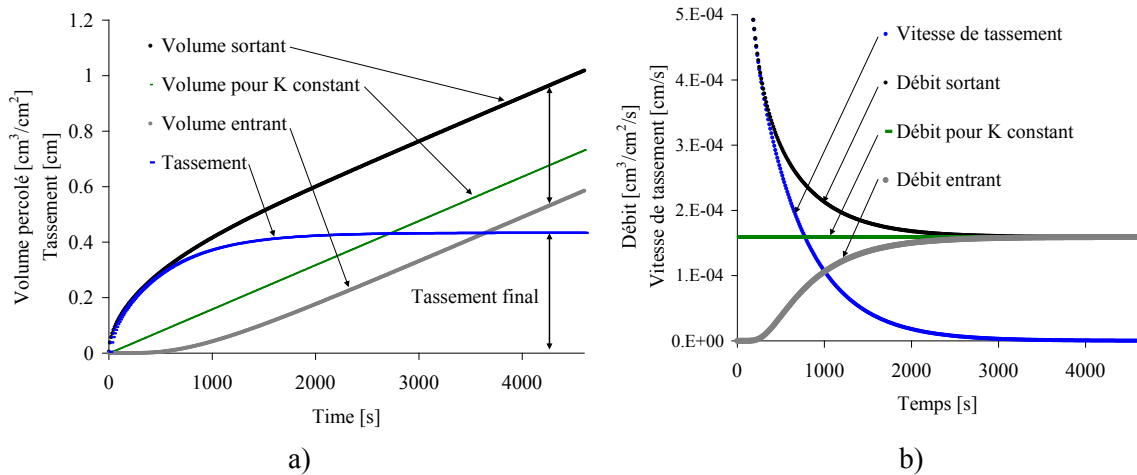


Figure II – 4 : Analyse des évolutions, à partir du modèle établi et des données expérimentales (pâte de ciment E/C = 0,3 de 60 mm de hauteur et pression différentielle de 30 kPa)

- a) des volumes cumulés entrant et sortant et du tassement de l'échantillon au cours de l'essai.
- b) des débits entrant et sortant et de la vitesse de tassement de l'échantillon durant l'essai

| Rapports E/C | Consolidation à l'œdomètre | | Perméamètre à charge constante | | |
|--------------|---|-------------------|---|------------------------------------|-------------------|
| | Coefficient de consolidation C_v (m²/s) | Tassement relatif | Coefficient de consolidation C_v (m²/s) | Conductivité hydraulique K (m/s) | Tassement relatif |
| 0,3 | $1,44 \cdot 10^{-6}$ | 5,9 % | $0,65 \cdot 10^{-6}$ | $0,318 \cdot 10^{-7}$ | $6,7 \pm 0,4$ % |
| 0,4 | $3,8 \cdot 10^{-6}$ | 8,9 % | $3 \cdot 10^{-6}$ | $1,88 \cdot 10^{-7}$ | $10,3 \pm 1$ % |

Tableau II – 1 : Récapitulatif des résultats obtenus avec des pâtes de ciment de rapport E/C de 0,3 et 0,4 par consolidation sous chargement constant en cellule œdométrique et par essai de percolation sans consolidation préalable.

L'inconvénient réside dans le fait que les mesures réalisées ne permettent pas d'accéder immédiatement à la perméabilité du matériau suite au phénomène de consolidation qui s'opère. Son amplitude peut être évaluée et déduite des mesures de débit mais le gradient du rapport E/C qu'il engendre au sein de l'échantillon n'est pas complètement intégré dans le calcul de la perméabilité. Un compromis sur le temps de mesure doit ensuite être défini pour observer l'évolution du matériau durant les premières heures d'hydratation : suffisamment court pour que le matériau puisse être considéré comme indépendant des cinétiques d'hydratation et suffisamment long pour obtenir une précision satisfaisante.

Ces expériences peuvent ensuite être utilisées pour étudier l'évolution de la structure du matériau dès les premiers instants du processus d'hydratation, et les corrélations entre la perméabilité et le comportement rhéologique à l'état frais saturé.

Cette méthode, utilisée dans d'autres configurations, permet aussi d'expliquer les profils et les évolutions des pressions interstitielles ou totales observées le long de parois coffrantes, c'est-à-dire sous l'action de la gravité au sein du matériau au repos. Des paramètres de frottement (Perrot 2006) et/ou de contrainte seuil aux parois (Tchamba et al. 2008) peuvent également être pris en compte pour affiner le modèle.

- **Essai de percolation sous consolidation imposée**

Cette méthode consiste à faire percoler de l'eau à travers un échantillon saturé dont l'indice des vides est imposé i.e. dont la composition ou le rapport E/C instantané est maîtrisé dans le cas d'une pâte de ciment. En utilisant une cellule œdométrique de 50 mm de diamètre montée sur une presse contrôlée en déplacement, un échantillon de 20 mm de hauteur initiale est préalablement consolidé avant que son volume soit maintenu constant durant un essai de percolation, voir Figure II – 5 a).

Un tel essai nécessite une machine de compression contrôlée en déplacement et des capteurs de pression interstitielle. Durant la phase de mise en place ou de chargement, la consolidation de l'échantillon s'effectue par un drainage sur sa face supérieure en contact avec le piston avec mesure de la pression interstitielle en bas de l'échantillon. Des pierres poreuses sont placées de part et d'autre de l'échantillon avec des papiers filtres aux interfaces. L'effort appliqué sur le piston et le déplacement imposé sont mesurés simultanément avec une précision de 0,01 mm, voir Figure II – 5 a). Durant les essais, la cellule est totalement immergée. De cette façon, une pression d'eau constante est maintenue sur le haut de l'échantillon. Les phases de chargement et de mesure de perméabilité sont ensuite alternativement réalisées.

Durant les phases de chargement, la face inférieure (gardée imperméable – vanne A fermée) de la cellule œdométrique est équipée d'un capteur de pression interstitielle qui permet de suivre l'évolution de la consolidation. Chaque phase de chargement est suivie d'une dissipation des surpressions interstitielles indiquant le rééquilibrage des contraintes effectives dans l'échantillon. A l'issue de cette phase, le matériau est supposé stable avec un rapport E/C moyen connu. L'essai de percolation sous charge hydraulique constante peut alors débuter, voir Figure II – 5 b).

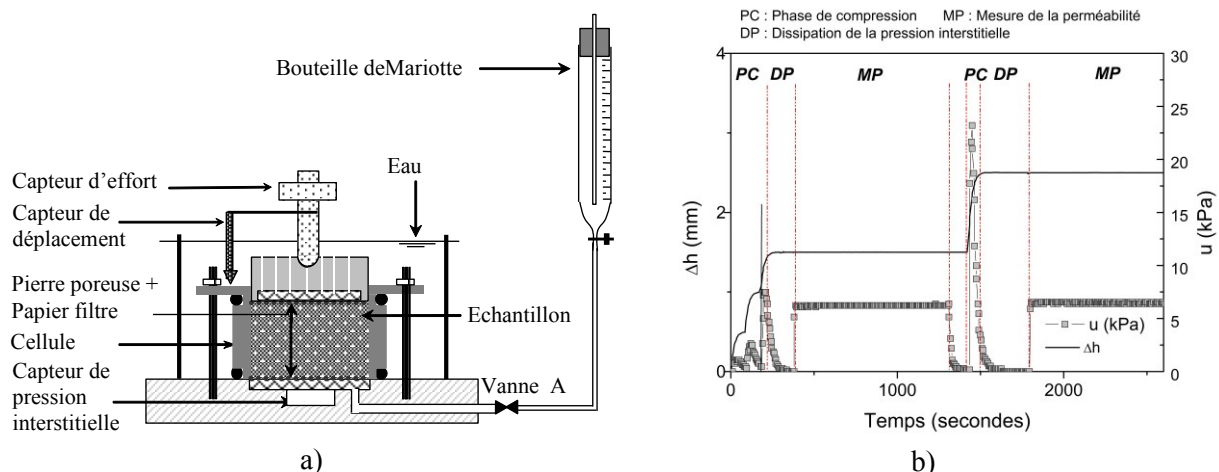


Figure II – 5 :

- a) œdomètre en déplacement imposé adapté pour les mesures de la perméabilité.
- b) Evolution de la hauteur de l'échantillon et de la pression interstitielle pendant les différentes phases de l'essai

Une fois la pression interstitielle stabilisée, la configuration de l'essai est proche de l'essai de perméamétrie à parois rigides. Les essais sont réalisés avec un écoulement de bas en

haut et un gradient hydraulique constant appliqué au moyen d'une bouteille de Mariotte (Vanne A ouverte), voir Figure II – 5 a). La perméabilité K est calculée à partir de l'équation de Darcy en utilisant le débit de l'eau entrante dV/dt . Des tests préliminaires ont permis de vérifier que la perméabilité mesurée est indépendante du gradient hydraulique imposé et que l'hydratation n'intervient pas si les mesures sont effectuées durant la première heure de la phase d'hydratation, ce qui permet de pouvoir réaliser généralement quatre étapes de mesure de la perméabilité sur un même échantillon, pour des états de compacité légèrement croissants c'est-à-dire pour des rapports E/C décroissants après chaque phase de compression – dissipation.

Cette méthode de mesure présente donc l'avantage d'accéder directement à la perméabilité du matériau, avec précision, en contrôlant son état de compacité. Elle se limite toutefois à des mesures sur échantillon de faible volume (environ 40 cm³). La taille des hétérogénéités doit donc être de l'ordre du millimètre empêchant l'inclusion de granulats de taille supérieure dans les éprouvettes. Cette méthode expérimentale ne peut être réalisée qu'en laboratoire avec un équipement plus sophistiqué et délicat à mettre en œuvre.

2.c Evolution de la perméabilité selon l'indice des vides

Les résultats obtenus avec des pâtes de ciment (CEM I 52,5 N CE CP2 NF) permettent de comparer les méthodes présentées (Picandet et al., 2011). La première méthode présentée consistant en un essai consolidation sous contrainte constante, et dont quelques résultats ont été précédemment présentés, montre quelques difficultés expérimentales qui ne permettent pas d'aboutir à des résultats suffisamment robustes pour être considérés par la suite.

Les essais de percolation sans consolidation préalable et sous consolidation imposée sont réalisés avec des gradients hydrauliques compris entre 10 et 50 (m/m) afin d'obtenir un débit suffisant pour obtenir une mesure fiable sans déstructurer l'échantillon (Chapuis and Aubertin, 2003).

Afin de comparer les résultats entre eux et pour les présenter dans un cadre plus général, les modélisations de Kozeny-Carman (Carman, 1939) et de Taylor (Taylor, 1948), couramment employées pour estimer l'évolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides sont utilisées.

- **Modèle de Kozeny-Carman**

Ce modèle est basé sur l'écoulement de Poiseuille dans la porosité du matériau qui est appréhendée selon l'indice des vides, e . A partir de la surface spécifique des particules solides S_p , de la masse volumique des particules ρ_s et de l'eau ρ_w , de la constante de gravité g et d'une constante C , la relation de la conductivité hydraulique K selon e s'écrit :

$$K = C \frac{g}{\mu_w \rho_w} \left(\frac{\rho_w}{S_p \rho_s} \right)^2 \frac{e^3}{1+e} \quad (\text{II} - 11)$$

La valeur de C , égale à 0,2 pour des particules sphériques non colloïdales, doit être adaptée dans le cas des pâtes de ciment puisque les interactions à l'échelle microscopique entre la phase fluide et les grains ne sont pas négligeables (Chapuis and Aubertin, 2003).

- **Modèle de Taylor**

Ce modèle est établi empiriquement à partir de mesures réalisées sur la consolidation de sols fins. Il nécessite deux paramètres d'ajustement pour établir une relation linéaire entre l'indice des vides e et le logarithme de la perméabilité :

$$e = C_K \log_{10} K + K_e \quad (\text{II} - 12)$$

où $1/C_K$ est la pente de la droite dans le repère $(e, \log_{10} K)$ et $-K_e/C_K$ est une constante définissant $\log_{10} K$ pour un indice des vides e nul (ordonnée à l'origine de la droite)

- **Comparaison des résultats expérimentaux**

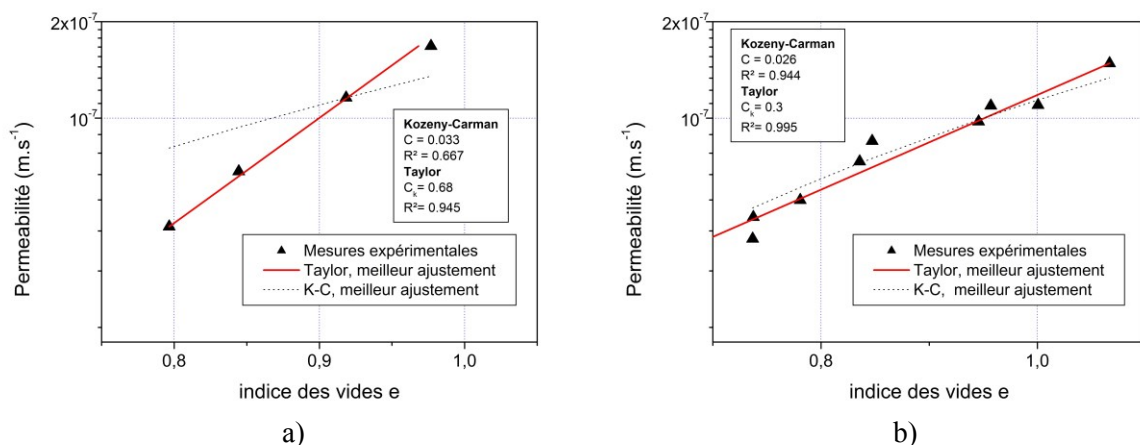


Figure II – 6 : Analyse des résultats obtenus à partir de l'essai

- a) de percolation sur un échantillon non consolidé en cellule de perméabilité classique.
- b) de perméabilité sur un échantillon préconsolidé en cellule œdométrique pour une compression donnée

La Figure II – 6 présente l'évolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides de la pâte de ciment pour ces deux méthodes. Les modèles de Kozeny-Carman et de Taylor sont ajustés sur les données expérimentales par la méthode des moindres carrés. Les paramètres C et C_K obtenus ainsi que le coefficient de corrélation R^2 apparaissent sur ces deux figures.

La méthode sans consolidation préalable, présente un meilleur accord avec le modèle de Taylor qu'avec le modèle de Kozeny-Carman tandis que les mesures réalisées avec un état de consolidation contrôlée permettent un bon ajustement des deux modèles sur les données expérimentales avec des coefficients R^2 supérieurs à 0,94. Il apparaît aussi que le coefficient

C_K est significativement différent pour les deux méthodes alors que les valeurs du coefficient C restent proches.

- **Comparaison des évolutions de perméabilité**

La Figure II – 7 montre que la différence entre les valeurs de perméabilités reste cependant faible pour de telles mesures, quelle que soit la méthode employée. En effet, pour un même indice des vides, la différence de perméabilité entre les deux valeurs est toujours inférieure à 30% ce qui, compte tenu de la faible perméabilité du matériau, est assez précis (Chapuis and Aubertin, 2003). Cette différence entre les résultats peut être en partie expliquée par le phénomène de consolidation engendrant des hétérogénéités au sein de l'échantillon et qui sont amplifiées avec la hauteur de l'échantillon.

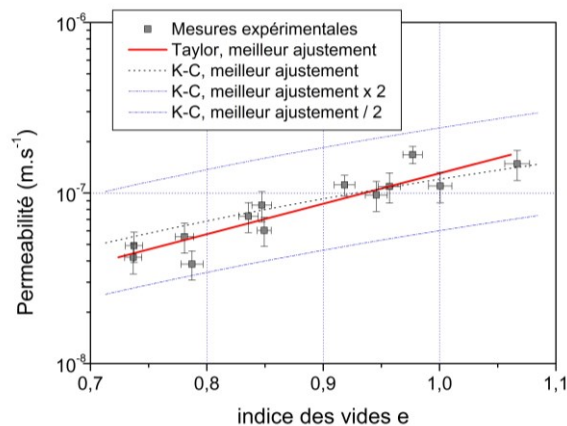


Figure II – 7 : Analyse de l'ensemble des résultats obtenus par les deux méthodes

Sans consolidation préalable, un indice des vides moyen est calculé pour chaque mesure en supposant l'échantillon toujours homogène. Cependant, le matériau est clairement constitué de strates d'indices des vides différents. Or, la perméabilité mesurée est essentiellement pilotée par les couches les plus imperméables de l'échantillon. Donc, l'indice des vides moyen associé à la perméabilité est un peu surestimé mais donne des résultats proches de ceux obtenus par l'autre méthode. La limite de cette méthode réside dans l'hypothèse d'une perméabilité constante du matériau malgré son changement progressif et hétérogène d'indice des vides au cours de l'essai. Une amélioration de l'algorithme de résolution en différences finies pour la percolation sans consolidation préalable pourrait permettre de prendre en compte le gradient de l'indice des vides et de déduire l'évolution de la perméabilité locale au cours de l'essai.

Avec une consolidation imposée, le matériau est d'abord soumis à un effort de compression d'au moins 20 kPa pour atteindre le déplacement relatif à un indice des vides moyen fixé pour la mesure de perméabilité. Cette dernière s'accompagne d'une injection d'eau sous une hauteur équivalente inférieure ou égale à 6 kPa. Donc, lors de la phase de mesure de perméabilité, l'éprouvette, d'élancement moindre, est surconsolidée et ne subit pas de déformations sous l'effet du gradient hydraulique qui lui est imposé, même si sa compacité n'est pas non plus parfaitement homogène.

Pour le modèle de Kozeny-Carman, la valeur de C donnant le meilleur ajustement est de 0,028. La différence entre la réponse expérimentale et celle du modèle est toujours inférieure à 50% pour un indice des vides donné. Carman propose une valeur de C de 0,2 (i.e : facteur 10 par rapport à l'ajustement réalisé) pour des assemblages de sphères. Cependant, dans le cas de pâte de ciment, les grains sont loin d'être sphériques et présentent des interactions colloïdales.

La modélisation du seuil de cisaillement montre que le rayon de courbure locale des grains est prépondérant sur leur diamètre dans la structuration du matériau (Roussel et al., 2010). Ces auteurs expliquent que les interactions microstructurelles (effet stérique, force de van der Waals) doivent être prises en compte pour trouver un diamètre de grains représentatif. Dans ce cadre, la modélisation de Taylor donne un bon ajustement. Le coefficient C_k obtenu est proche de ceux obtenus pour des sols fins cohésifs de type limon ou argile.

2.d Détermination du coefficient de consolidation.

- *Essai sous contrainte imposée*

Les coefficients de compressibilité et de consolidation peuvent être déterminés selon des essais de compression unidimensionnelle faisant l'objet de normes dans le cas des sols (œdométrie standard : ASTM 2004, XP CEN ISO / TS 17892-5 2005). Le dispositif expérimental est alors comparable à celui présenté en Figure II – 1 mais avec des dimensions plus réduites et le plus souvent, un drainage sur une face seulement de l'échantillon. Pour chaque palier de chargement, une courbe de consolidation est obtenue à partir de l'évolution temporelle du tassement, ou de l'indice des vides (Terzaghi, 1943) (Taylor, 1948) (Nova, 2004) (Das, 2008). La courbe de compressibilité est ensuite généralement représentée selon l'évolution de la contrainte effective verticale appliquée avec l'indice des vides obtenu en fin de consolidation primaire (Leroueil, 1988).

Lorsque le matériau en cours de consolidation n'est pas parfaitement saturé ou est anisotrope, il convient de considérer des formulations plus générales, telles que celles établies par exemple en poroélasticité (Biot, 1941), (Biot, 1956). Pour des déformations volumiques importantes, le coefficient de consolidation et la perméabilité dépendent de l'indice des vides initial du matériau. Cependant, pour un matériau très proche de la saturation et de faible déformation, la théorie de Terzaghi demeure la plus largement utilisée dans le domaine de l'ingénierie. En effet, elle permet d'élaborer des modèles de référence, voir équation (II – 7) ou (II – 8), aboutissant à des résultats en accord avec l'expérience.

Le point clé de cette modélisation réside dans la détermination du coefficient de consolidation, C_v , qui demeure approximatif selon les méthodes de détermination traditionnelles (Nova, 2004). En outre, la détermination de C_v obtenue pour un palier de chargement n'est ici qu'une valeur moyenne sur la plage de contrainte effective appliquée et peut diminuer sensiblement ensuite lorsque celle-ci augmente.

Comme évoqué § 2.b, dans le cas de matériaux peu compressibles, tel que les matériaux cimentaires, une erreur d'estimation des déformations liée au jeu mécanique et à l'élasticité

du montage est préjudiciable à la détermination de C_v . (Rangeard et al., 2014). Une méthode plus adaptée à ce type de matériau est donc nécessaire. Parmi les deux stratégies expérimentales retenues, la consolidation se déroule soit lors de l'initiation de la percolation sous l'effet de la variation de la contrainte effective imposée sur la face en contact avec le dispositif de filtration, voir Figure II – 2 b), soit lors de l'étape de consolidation préalable à la percolation imposée pour la mesure de perméabilité, voir Figure II – 5.

– Dans le premier cas, le processus de consolidation se déroule sur un volume plus important et une durée plus longue. Cette méthode de détermination se rapproche de la philosophie des essais normés (application directe de la théorie de Terzaghi), avec comme différence majeure, la différence dans le profil final des pressions interstitielles. Son point faible, pour l'analyse présentée, réside dans la considération d'une perméabilité constante et homogène. Cette analyse peut ensuite être corrigée dans le modèle utilisé pour l'analyse des résultats si l'évolution de K selon e est connue. Cette évolution peut également dépendre ensuite de l'âge du matériau ou de son degré d'hydratation.

– Dans le second cas, le processus de consolidation primaire qui s'opère dans l'échantillon est plus rapide, ce qui permet de s'affranchir davantage des effets de vieillissement du matériau. Sa procédure expérimentale s'inspire de celles basées sur l'application d'une compression uniaxiale avec une vitesse de déformation constante (Smith and Wahls, 1969) (Atkinson, 1993). Une vitesse de déformation imposée est appliquée à l'échantillon tout en enregistrant simultanément la contrainte totale appliquée σ_v et la pression interstitielle Δu . La contrainte effective σ_v' peut alors être déduite en appliquant le postulat de Terzaghi. La vitesse de déformation peut être adaptée pour réduire la durée de l'essai dans la limite des capacités de la presse et de la précision requise pour les mesures.

• *Mesure des coefficients de compressibilité et de gonflement*

En contrôlant la vitesse de déformation, le coefficient de compressibilité pour un matériau normalement consolidé, λ , est directement obtenu à partir de l'évolution de l'indice des vides, e , avec le logarithme de la contrainte verticale effective exprimée en kPa, $\ln(\sigma_v')$, selon l'expression suivante :

$$e = -\lambda \ln(\sigma_v' / \sigma_1') + N_\lambda \quad (\text{II} - 13)$$

où $\sigma_1' = 1$ kPa. N_λ correspond alors à la valeur de e pour $\sigma_v' = 1$ kPa.

De manière analogue, lorsque le matériau est surconsolidé au regard de la contrainte effective σ_v' appliquée, le coefficient de gonflement, κ , est obtenu à partir de l'expression suivante :

$$e = -\kappa \ln(\sigma_v' / \sigma_1') + N_\kappa \quad (\text{II} - 14)$$

où $\sigma_1' = 1$ kPa. N_κ correspond alors à la valeur de e pour $\sigma_v' = 1$ kPa.

Il est intéressant de noter que pour un matériau normalement consolidé, la dérivation de l'équation (II – 13) selon la contrainte effective σ_v' conduit à :

$$\lambda = m_v (1+e) \sigma'_v \quad (\text{II} - 15)$$

où m_v est le coefficient de compressibilité précédemment défini par la relation (II – 5).

L'analyse des courbes de compressibilité obtenues à partir des essais de compression en vitesse de déformation contrôlée sur une pâte de ciment, voir Figure II – 8 a), permet de déterminer les paramètres compressibilité $\lambda = 0,06$, $N_\lambda = 1,13$ dans le cas « normalement consolidé » (Normal Consolidation Line) et de gonflement $\kappa = 8.10^{-3}$ dans les cas « surconsolidé » (Swelling Lines). Il est intéressant de noter la très faible valeur de κ , notamment au regard d'une pâte de kaolin, qui laisse supposer une stabilisation des déformations dans le cas de pâtes de ciment surconsolidées lors des essais de percolation.

Les essais de perméabilité réalisés pour des étapes de consolidation imposées et successives sont effectués parallèlement sur un autre échantillon. Pour $0,7 < e < 1,1$, les paramètres $C_K = 0,68$ et $K_e = 5,69$ sont alors évalués à partir d'une dizaine de mesures (Rangeard et al., 2014).

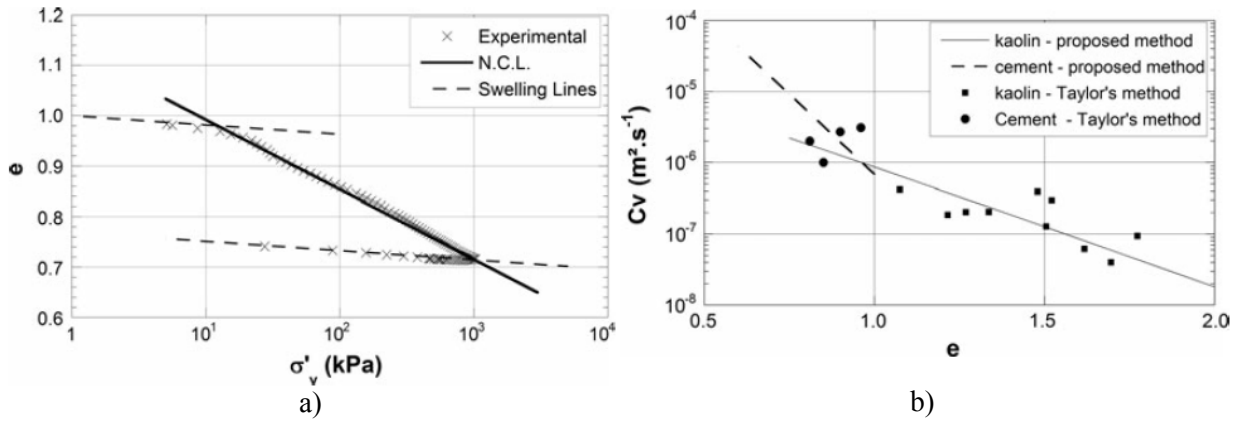


Figure II – 8 :

- a) Courbe de compressibilité d'une pâte de ciment obtenue par compression œdométrique avec une vitesse de déplacement imposée constante.
- b) Mesures et modélisation de l'évolution du coefficient de consolidation C_v selon la variation du volume des vides d'une pâte de kaolin et d'une pâte de ciment

• Evaluation du coefficient de consolidation

La détermination expérimentale des paramètres de compressibilité permet ensuite d'écrire le coefficient de consolidation, C_v , défini par l'équation (II – 7) selon l'indice des vides e en combinant les relations (II – 12) et (II – 15) dans l'équation afin de substituer réciproquement K et m_v en fonction de e (Perrot et al., 2013):

$$C_v = \frac{1+e}{\lambda \gamma_w} \exp \left[\frac{N_\lambda - e}{\lambda} + \ln(10) \frac{e - K_e}{C_K} \right] \quad (\text{II} - 16)$$

Cette évaluation continue de C_v selon e est en accord avec les valeurs de C_v obtenues ponctuellement selon la méthode de Taylor (ou norme ASTM 22004) lors des phases de consolidation sous charge constante (Rangeard et al., 2014), voir Figure II – 8 b).

Cette concordance est particulièrement vérifiée pour les pâtes de kaolin, testées sur des plages d'indices des vides très proches, qui présentent une compressibilité importante avec une faible perméabilité.

Pour les pâtes de ciment, qui présentent une faible compressibilité avec une plus grande perméabilité, de deux ordres de grandeur supérieure à celle du kaolin, la détermination expérimentale s'avère beaucoup moins précise selon les méthodes conventionnelles. La relation (II – 16) permet alors dans ce cas de proposer une évaluation de C_v en fonction de e pour les pâtes de ciment, ce que ne permettent pas les mesures expérimentales selon les méthodes classiques de consolidation sous chargement constant.

2.e Evolution de la perméabilité avec la durée de percolation

- ***Influence de l'hydratation dans les premières heures***

L'évolution de la perméabilité des pâtes de ciment est globalement peu sensible durant la première heure d'hydratation. La Figure II – 9 a) montre que les volumes d'eau percolés pour un échantillon sans consolidation préalable sont très proches avec un début d'essai à 15 minutes et 1 heure d'hydratation, i.e. après le contact eau/ciment. Lorsque le rapport E/C des pâtes diminue, cette évolution semble légèrement plus marquée.

La Figure II – 9 b) montre l'évolution d'une pâte de ciment dont le rapport E/C est inférieur à 0,3 avec une percolation continue (trait plein) et ponctuelle. A une heure d'hydratation, la mesure de l'échantillon « vierge », n'ayant jamais été soumis à un essai de perméabilité durant la première heure, présente une perméabilité plus faible de 10 à 15% par rapport à la perméabilité initiale K_0 mesurée ponctuellement à 15 minutes. Au-delà de deux heures d'âge, cette différence atteint déjà 25%.

Tous les essais considérés dans ce chapitre sur les matériaux cimentaires à l'état frais se situent durant la première heure d'hydratation.

- ***Perturbations liées à la percolation***

Lors de la percolation, l'écoulement est susceptible d'affecter l'homogénéité et la nature de l'échantillon selon deux mécanismes : 1) Les grains les plus fins peuvent migrer à travers l'échantillon, 2) La cinétique d'hydratation peut être modifiée dans les sites d'écoulement.

- Dans le premier cas, une augmentation du gradient hydraulique lors de l'essai amplifierait ce phénomène. Cependant la variation de gradient hydraulique n'a pas d'influence notable sur la perméabilité des pâtes de ciment mesurée (Picandet et al., 2011).

- Dans le second cas, l'écoulement peut retarder la formation des hydrates dans le réseau poreux en entretenant un réseau d'écoulement. Pour un essai réalisé selon une percolation continue, la perméabilité tend à diminuer avec le temps. Cependant l'effet induit de cet écoulement apparaît alors clairement au regard des mesures de perméabilité effectuées ponctuellement voir Figure II – 9 b).

L'essai doit donc induire une percolation dont la durée est suffisamment longue pour qu'un régime permanent puisse s'établir et pour que la précision des mesures soit assurée, mais limitée dans le temps pour ne pas affecter l'échantillon qui doit être caractérisé. Il est important de noter également que dans tous les cas, l'eau extraite des échantillons de pâte de ciment ne présente pas de modification sensible de sa viscosité malgré une certaine concentration ionique qui pourrait induire un biais supplémentaire dans la mesure de la perméabilité (Tchamba, 2008).

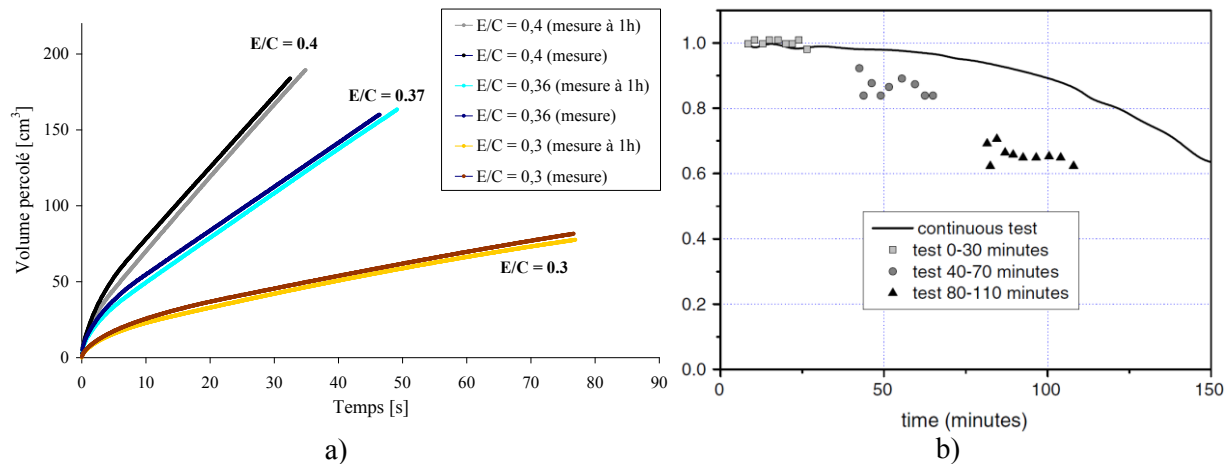


Figure II – 9 :

- a) évolution des volumes d'eau percolés sous l'effet d'une d'injection de 30 kPa débutée à 15 min ou 60 minutes de temps d'hydratation, à travers des échantillons de 60 mm de hauteur initiale.
- b) évolution relative de la perméabilité K/K_0 d'un échantillon préconsolidé en cellule œdométrique pour un état de compacité donné selon une percolation continue ou une succession d'essais ponctuels avec le même échantillon.

3. Influence de la formulation sur la perméabilité à l'état frais

Expérimentalement, les mesures effectuées avec des pâtes de ciment sont plus accessibles qu'avec des bétons, qui présentent un volume élémentaire représentatif nettement plus grand. En considérant la perméabilité des granulats comme nulle au regard de celle la pâte supposée connue (voir § 2), l'influence du dosage en granulat sur la perméabilité globale du matériau est d'abord étudiée puis modélisée dans le cas de bétons (Perrot et al., 2014c).

Ensuite, l'influence d'adjuvants sur la perméabilité d'une pâte de ciment est présentée. Couramment employés pour modifier la rhéologie des bétons frais et dans la formulation des bétons auto plaçants (BAP), ces adjuvants, plastifiants (Perrot et al., 2013) ou viscosants (Pierre et al., 2015), aux objectifs distincts, agissent différemment selon des mécanismes spécifiques pour modifier l'arrangement des particules ou leurs interactions au sein des suspensions.

L'analyse des résultats obtenus, au regard des conclusions établies dans la partie précédente, permet de discerner l'influence de la microstructure des suspensions granulaires sur leur perméabilité et leur comportement rhéologique.

3.a Effets des granulats

La modélisation de la perméabilité des bétons peut employer une stratégie analogue à celle proposée pour le seuil de cisaillement des mortiers et des bétons : prédire une caractéristique globale à partir de celle d'une pâte de ciment porteuse selon une fraction volumique donnée d'inclusions rigides (Toutou and Roussel, 2006) (Mahaut et al., 2008a) (Chateau et al., 2008).

- ***Modélisation dans le cas de granulats sphériques***

Les granulats sont dans cette première approche considérés comme des particules sphériques et imperméables ne présentant pas d'interactions colloïdales. Dans le cas d'un échantillon de pâte de ciment de perméabilité K_l de longueur L et de section S , une modification de la loi de Darcy, présentée par la relation (I – 9), permet de prendre en compte la longueur de drainage L_P et la section de percolation effective S_P due à la présence des inclusions :

$$\frac{Q}{S} = K_l \frac{\Delta h}{L} \text{ avec } K_l = K_{SP} \frac{L}{L_{SP}} \frac{S_{SP}}{S} \quad (\text{II} - 17)$$

En première approche, chaque inclusion sphérique est considérée comme appartenant à un volume cubique équivalent dont l'une des directions principales est orientée selon le sens de l'écoulement. En considérant une répartition homogène des particules, le rapport S_{SP}/S est

alors donné selon φ , la fraction volumique en inclusions sphériques par : $S_{SP}/S = 1 - \varphi^{2/3}$ (Perrot et al., 2014c). Le rapport L_{SP}/L représente le coefficient de tortuosité, noté τ . Ce coefficient est le même que celui utilisé pour corriger le coefficient de diffusion lors de la propagation d'espèces chimiques dans une suspension d'eau et de particules (Neale and Nader, 1973) (Akanni et al., 1987). La perméabilité globale du matériau peut donc s'écrire selon l'équation (II – 17) :

$$K_l = K_{SP} \frac{1 - \varphi^{2/3}}{\tau} \quad (\text{II} - 18)$$

La tortuosité, τ , peut être estimée selon différentes relations empiriques ou théoriques en fonction de la fraction volumique solide d'inclusions (Shen and Chen, 2007). Le modèle de Neale et Nader propose une relation géométrique de la tortuosité pour un assemblage isotrope de particules sphériques :

$$\tau = \sqrt{\frac{3 - \varphi}{2}} \quad (\text{II} - 19)$$

En considérant les chemins les plus courts que le fluide doit prendre pour contourner une particule, il est aussi possible d'obtenir une estimation de la tortuosité moyenne sur un volume représentatif :

$$\tau = 1 - \varphi \left(1 - \frac{3\pi}{8} \right) \quad (\text{II} - 20)$$

Ces deux expressions fournissent des tortuosités très proches. Selon ce modèle, la perméabilité ne dépend pas de la taille des inclusions mais uniquement de leur fraction volumique. Le même constat apparaît pour la modélisation du seuil de cisaillement des mortiers à partir de celui de la pâte de ciment (Mahaut et al., 2008a).

- ***Essais avec des billes de verre***

Les perméabilités de pâtes de ciment contenant des billes de verre d'un même diamètre sont reportées sur la Figure II – 10 a). Conformément au modèle présenté, l'évolution relative de la perméabilité ne dépend ni du fluide porteur, ni du diamètre des inclusions sphériques (Perrot et al., 2014c).

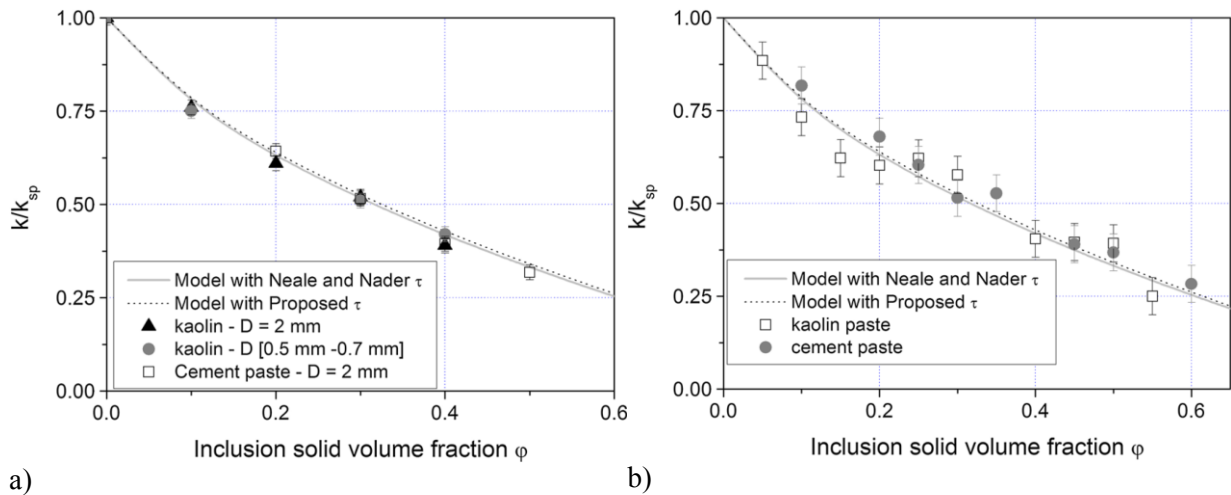


Figure II – 10 :

- a) de percolation sur un échantillon non consolidé en cellule de perméabilité classique.
- b) de perméabilité sur un échantillon préconsolidé en cellule œdométrique pour une compression donnée

- **Extension du modèle aux cas des mortiers et bétons**

Il est également possible de vérifier si le modèle est capable de prédire également la perméabilité pour des granulats classiques. Un sable présentant une distribution granulométrique unimodale ainsi qu'une certaine rugosité de surface est testé. La Figure II – 10 b) montre que ce modèle est également applicable avec la même efficacité dans le cas de sable en considérant ce type d'inclusions comme des sphères ayant un diamètre correspondant au diamètre moyen des particules de sable.

Il est aussi possible de passer à l'échelle du béton en considérant le mortier comme le milieu suspendant et les graviers, comme inclusions. Cette modélisation apparaît alors d'autant plus acceptable que les granulométries du gravier et du sable sont bien distinctes et que le rapport d'échelle entre les deux est important (Perrot et al., 2014c).

3.b Effets des superplastifiants de type carboxylates.

Les adjuvants de type polycarboxylates sont des superplastifiants permettant de réduire les rapports E/C des bétons tout en conservant leur ouvrabilité, i.e. en diminuant leur contrainte seuil d'écoulement. Ils jouent notamment un rôle clé dans l'élaboration des BAP (bétons auto plaçants) et sont souvent dénommés "HRWRA" pour High Range Water Reducing Admixture.

- **Effet sur la perméabilité**

La Figure II – 11 montre que l'addition de superplastifiants réduit globalement la perméabilité des pâtes de ciment étudiées. Elle est notamment divisée par 16 pour un rapport

E/C de 0,25 avec un dosage à saturation de plastifiant, i.e. pour un dosage massique $A/C \cong 3\%$.

Deux raisons pouvant éventuellement se combiner peuvent être avancées pour expliquer cette réduction de perméabilité : 1) la viscosité du fluide interstitiel augmente en présence de superplastifiant dans le mélange, 2) la structure du réseau poral constitué par l'assemblage des particules de solides est modifiée.

– La présence dans le fluide interstitiel de molécules de polymères non adsorbées sur la surface des grains de ciment pourrait conduire à une augmentation de la viscosité du fluide interstitiel, et à une diminution apparente de la perméabilité (Hot, 2013). Pour évaluer l'incidence de la présence de ces molécules, la viscosité du fluide interstitiel sortant a été mesurée dans une pâte de ciment $E/C = 0,3$ avec un dosage massique initial en plastifiant A/C de 2%. Cette viscosité est mesurée à l'aide d'un rhéomètre cône/plan, diamètre 60 mm, inclinaison 1% (Halelfadl et al., 2013). Les résultats montrent que la viscosité initiale de l'eau avec l'adjuvant dilué à 20°C est de 1,34 mPa.s avant mélange avec le ciment et que celle mesurée après percolation est de 1,08 mPa.s, soit, compte tenu des incertitudes, moins de 5% plus grande que celle de l'eau utilisée sans adjuvant (mesurée à 1,04 mPa.s).

Au regard de la réduction de la perméabilité observée qui est de pratiquement une décade pour A/C égale à 2%, l'augmentation de la viscosité interstitielle ne peut pas justifier cette diminution.

– Les propriétés défloculantes des polycarboxylates engendrent un changement dans l'agencement du réseau des grains de ciment. Ces molécules induisent un effet de répulsion stérique permettant de séparer les grains de ciment (Flatt and Bowen, 2003) (Kjeldsen et al., 2006) (Roussel et al., 2010) (Ferrari et al., 2011). Pour les matériaux étudiés, la distance moyenne interparticulaire aux points de contact est multipliée par quatre quand la saturation en plastifiant est atteinte (Perrot et al., 2012). L'ajout de polycarboxylates transforme progressivement le réseau floculé en améliorant la dispersion des grains (Flatt and Bowen, 2003) (Kjeldsen et al., 2006). Sans plastifiant, un réseau de grains floculés présente des pores plus larges qui facilitent la percolation de l'eau à travers la pâte (Chougnnet et al., 2008) (Lootens et al., 2009). Au contraire, quand les grains sont mieux dispersés, la taille des pores est plus homogène et leur dimension maximale est réduite. Une analyse cryo-microscopique effectuée par Zingg et al. étudiant l'effet des polycarboxylates sur la dispersion des grains de ciment montre que sans plastifiant les particules fines sont floculées alors qu'avec l'addition à saturation de polycarboxylate, elles se retrouvent uniformément réparties dans l'espace (Zingg et al., 2008).

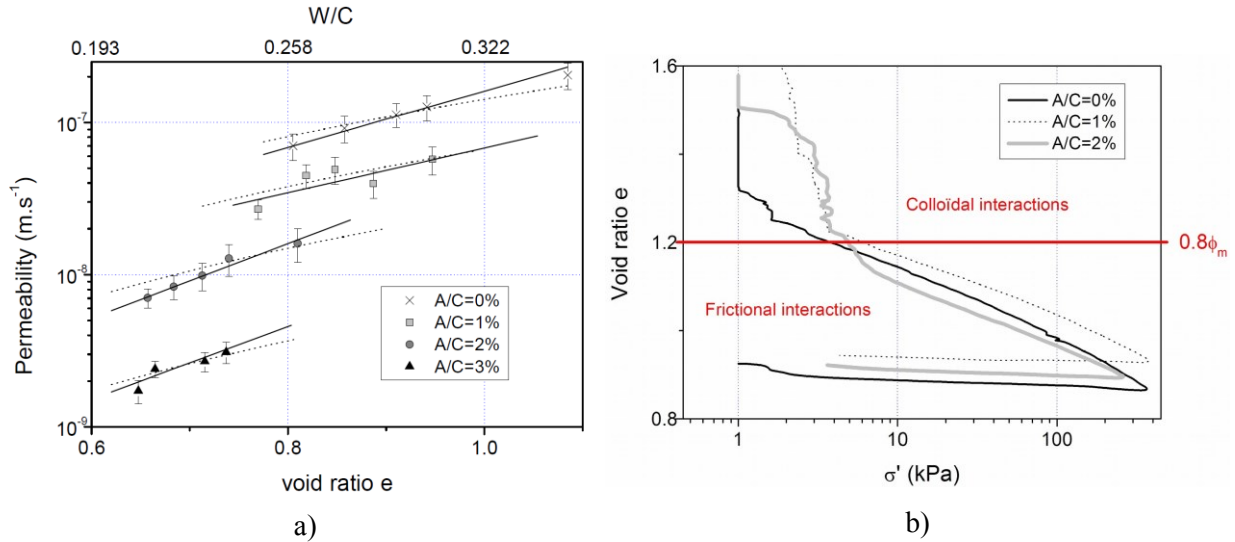


Figure II – 11 : évolutions selon le dosage massique A/C en adjuvant de type polycarboxylate de pâte de ciment (Perrot et al., 2013) :

– a) de la perméabilité avec le rapport E/C – b) des courbes de compressibilité

• Effet sur la compressibilité

Si la perméabilité du squelette granulaire contrôle la vitesse de consolidation, l'amplitude de celle-ci est régie par la quantité d'eau à évacuer pour atteindre l'équilibre mécanique. Cette dernière est relative au coefficient de compressibilité volumique m_v défini par la relation (II – 5), elle-même relative au coefficient de compressibilité λ défini par la relation (II – 14) et (II – 15) comme le montrent diverses modélisations existantes sur le sujet (King and Raffle, 1976) (Josserand et al., 2006) (Morris and Dux, 2010).

L'analyse des courbes de compressibilité obtenues à partir des essais de compression en vitesse de déformation contrôlée sur une pâte de ciment, voir § 2.d, Figure II – 8 a), permet de couvrir en un essai une grande amplitude d'indice des vides. En partant de rapports E/C élevés, de l'ordre de 0,55, la Figure II – 11 b) montre qu'indépendamment du dosage en plastifiant, le même comportement est observé avec l'obtention de trois évolutions quasi linéaires :

– Il existe un indice des vides critique, identifié ici pour $e = 1,2$, au-delà duquel la fraction de solide est inférieure à la fraction de l'empilement aléatoire qui se situe autour de $0,8\phi_m$ soit environ 0,46 dans la mesure où $\phi_m = 0,59$ pour le ciment testé. (Mansoutre et al., 1999) (Van Damme et al., 2002) (Yammine et al., 2008) (Roussel et al., 2010) (Lecompte et al., 2012). Dans ce cas, la compressibilité est gouvernée par des contributions hydrodynamiques et l'équilibre est atteint grâce aux interactions colloïdales. Lors de ces premières mesures, la sensibilité des capteurs n'est cependant pas suffisante pour permettre une identification précise de λ et pour différencier plus nettement la transition vers la phase de consolidation suivante. Cette transition est en effet susceptible de se décaler vers des valeurs plus faibles de e lorsque A/C augmente et que les interactions colloïdales sont plus présentes.

– Si l'indice des vides est inférieur à cet indice des vides critique ($e \cong 1,2$ dans le cas étudié), c'est-à-dire pour des fractions volumiques solides au-delà de la fraction volumique de

packing) un réseau rigide de contacts existe et le comportement à la compression est gouverné par les fractions intergranulaires indépendamment des interactions colloïdales s'exerçant pour des distances interparticulaires supérieures. Dans ce cas, la valeur de λ semble nettement inférieure, de l'ordre de 0,06 et paraît indépendante du dosage en plastifiant.

– La troisième partie de la courbe correspond au retour élastique obtenu lors du déchargement, dont la pente est relative au coefficient κ , voir § 2.d.

3.c Effets des viscosants de type éther de cellulose.

La rhéologie des bétons auto plaçants (BAP), dont les contraintes seuils sont très faibles, impose des distances interparticulaires parfois trop importantes pour pouvoir soutenir l'effet de la gravité (Perrot et al., 2012). Afin d'atténuer et d'anticiper le phénomène de ressuage, des agents de viscosité sont incorporés au mélange tels que des éthers de cellulose (EdC). Ces adjuvants augmentent les propriétés de rétention d'eau des bétons à l'état frais et leur viscosité plastique, notamment en augmentant la viscosité du fluide interstitiel.

- ***Viscosité du fluide interstitiel***

Des mesures de viscosité du fluide interstitiel, avant et après sa percolation à travers la pâte de ciment, ont été réalisées en parallèle. Un comportement rhéofluidifiant est observé à forts taux de cisaillement pour des dosages supérieurs à 0,2% dans de l'eau distillée. De 0,01 à 0,1%, les solutions présentent un comportement newtonien. La limite entre ces deux comportements est caractéristique de la concentration de recouvrement total des grains qui marque le début de l'obstruction de la porosité de la pâte de ciment (Brumaud et al., 2013). L'évolution de la viscosité des solutions sur la plage étudiée de concentration en EdC (de 0,01 à 0,4%) présentée en Figure II – 12 a) constitue une donnée de référence dans l'estimation de la perméabilité (Pierre et al., 2015).

- ***Influence des éthers de cellulose sur le système de filtration***

Les éthers de cellulose (EdC) peuvent également former des agrégats qui ont tendance à boucher le réseau poral entre les particules de ciment (Marliere et al., 2012). Les agrégats d'éthers de cellulose sont la conséquence d'interactions hydrophobes (Brumaud et al., 2014) et/ou d'une formation d'une structure semi-cristalline par liaison hydrogène (Marliere, 2013). La taille de ces agrégats augmente avec le dosage en EdC et peut atteindre une dizaine de micromètres (Marliere, 2013). Le bouchage des pores conduit à une diminution des propriétés de transport de la matrice cimentaire. Ce phénomène de blocage prédomine pour des dosages au-delà d'une concentration critique, appelée « overlap concentration » (Brumaud et al., 2013) (Bülichen and Plank, 2013).

La viscosité apparente augmente avec le dosage en EdC pour les deux systèmes de filtration étudiés mais est différente pour un même E/C . Les valeurs de viscosité sont plus

basses lorsqu'un matériau fibreux de type géotextile est utilisé. Cette différence s'explique par la capacité des agrégats d'EC à remplir et obstruer une partie des pores du papier filtre. Les agrégats d'EC ont une taille moyenne de 50 μm mais leur distribution de tailles s'étend de 10 à 200 μm (Marliere et al., 2012). Ces agrégats transitent donc davantage à travers le géotextile qui est alors retenu comme système de filtration.

- ***Adsorption des éthers de cellulose***

Une méthode originale, basée sur la comparaison des viscosités du fluide percolant et du fluide percolé est utilisée pour évaluer la quantité d'EC non-adsorbée et en déduire la quantité de polymères adsorbée à la surface des grains de ciment. Le fluide qui a percolé présente en effet systématiquement une viscosité inférieure. La quantité d'EC non piégée ou non-adsorbée est ainsi déduite. La quantité absorbée au sein de la pâte de ciment testée est également directement mesurée par des analyses classiques d'adsorption dénommées Total Carbon Organic (TOC) pour vérification. Une régression linéaire sur les points expérimentaux obtenus pour des concentrations supérieures à 0,1% (et jusqu'à 0,4%) permet ensuite, pour les dosages supérieurs à l'overlap concentration, d'établir que 76 % de la quantité d'EC traverse l'échantillon de pâte de ciment sans être adsorbée à la surface des grains de ciment ou être piégée au sein du réseau poral de la pâte de ciment.

- ***Obturation des voies de percolation par les éthers de cellulose***

Dans une suspension de ciment, l'ordre de grandeur des distances interparticulaires est en moyenne de 5 nm aux points de contact (Perrot et al., 2012), voir §4.a. L'augmentation de la rétention d'eau peut être alors la conséquence de l'adsorption et/ou de la formation des agrégats d'EC capables d'obturer des tailles de pores comprises entre 20 et 100 μm (Marliere et al., 2012).

La Figure II – 12 b) présente l'évolution de la perméabilité calculée à partir des mesures de débit de percolation et en tenant compte des valeurs de viscosité du fluide de percolation. La perméabilité diminue avec l'augmentation du dosage en éther de cellulose. En dessous de l'« overlap » concentration, ici identifiée à 0,2%, la perméabilité est plus faible à cause de l'adsorption d'eau sur les éthers de cellulose (Bülichen et al., 2012) et l'augmentation de la viscosité du fluide interstitiel. Pour des dosages supérieurs à 0,2%, la baisse significative de la perméabilité est due à la conséquence d'autres propriétés physiques des EdC en solution : les agrégats d'EdC qui se forment et qui bouchent la porosité. La perméabilité apparente du matériau chute alors significativement. L'adaptation d'un modèle statistique permet de définir ensuite la fraction de fluide stoppée au sein des suspensions de ciment contenant des EdC (Pierre et al., 2015).

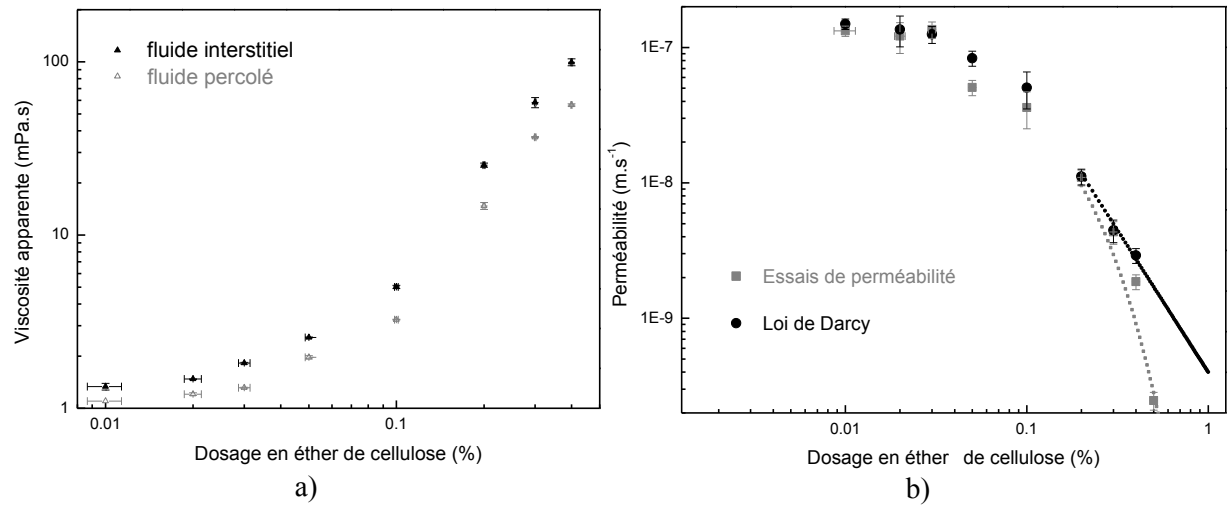


Figure II – 12 :

- a) Viscosités apparentes du fluide interstitiel en fonction du dosage en éther de cellulose
- b) Evolution de la perméabilité en fonction du dosage en EdC en considérant la viscosité du fluide de percolation

4. Incidence de la perméabilité sur le comportement rhéologique

Au repos, les matériaux cimentaires à l'état frais présentent une rhéologie qui évolue, d'une part, du fait des réactions d'hydratation qui s'amorcent, i.e. vieillissement du matériau, et, d'autre part, du fait de l'action de la gravité qui engendre des phénomènes de sédimentation ou/et consolidation. L'assemblage de particules solides voit sa structuration évoluer avec une augmentation de sa « rigidité » et de sa contrainte seuil d'écoulement. Ces évolutions dépendent toutes des pressions interstitielles dont les gradients sont régis par la perméabilité du matériau.

La circulation de l'eau induite par les gradients de pression au sein du matériau mis en œuvre peut conduire à des phénomènes d'instabilité. Le ressuage qui s'opère sur le matériau au repos sous la simple action de la gravité est un exemple d'instabilité facilement observable. Les différentes expérimentations réalisées et leurs analyses montrent toutefois que si la perméabilité contrôle la cinétique de ces phénomènes (Picandet and Perrot, 2009) (Perrot et al., 2013), l'arrangement des particules et leurs interactions au sein de la suspension est un paramètre déterminant dont la contrainte seuil est le principal indicateur (Perrot et al., 2013).

L'interprétation physique de la contrainte seuil et de son évolution au cours du vieillissement permet d'expliquer les variations de pression observées dans les coffrages (Perrot et al., 2014d). Dans ce contexte, les techniques de mesure développées dans le cadre de mes recherches pour mesurer le seuil de cisaillement de diverses suspensions concentrées, vieillissantes ou non, sont finalement présentées (Picandet et al., 2007) (Ferraris et al., 2008) (Zhang et al., 2009). Le couplage de cette mesure avec la mesure de la pression interstitielle au sein du matériau cisailé montre notamment l'effet des granulats dans les mortiers et bétons (Lecompte et al., 2012).

4.a Forces agissant sur les microparticules solides en suspension

Dans une suspension granulaire concentrée comportant de multiples échelles de tailles de particules, les interactions interparticulaires sont multiples. En considérant une échelle croissante de taille, trois catégories de forces s'avèrent prépondérantes sur les particules solides en suspension, selon leurs tailles et leurs concentrations.

- ***Mouvement brownien***

Celui-ci résulte de l'agitation thermique de la phase suspendante et ne dépend que de la température. Dans le cas de suspensions concentrées, où les distances moyennes entre particules sont réduites, comme c'est le cas dans les pâtes de ciment, ce phénomène est négligeable au regard des interactions colloïdales qui s'exercent et entravent ce mouvement aléatoire au sein de la phase fluide (Roussel et al., 2010) (Perrot et al., 2012).

- **Interactions colloïdales**

Les interactions attractives de type van der Waals sont largement prédominantes à courte distance (Flatt, 2004a). Ces forces dominent les autres types d'interactions dans les pâtes cimentaires. Leur amplitude dépend essentiellement de la distance au point de contact, H , et varie selon $1/H^2$ lorsque H est de l'ordre de quelques nm. Les distances entre particules sont donc principalement dépendantes de ces interactions (Yoshioka et al., 1997) (Neubauer et al., 1998).

Des forces électrostatiques peuvent aussi résulter de la présence d'ions adsorbés à la surface des particules (Flatt and Bowen, 2003). Quand il n'y a pas de polymères dans les pâtes de ciment, la distance de séparation au point de contact est estimée à 2 ou 3 nm (Flatt, 2004b). Lorsque des superplastifiants sont fixés sur les grains de ciment, des forces de répulsion stérique se créent en plus des forces de répulsion électrostatique (Yoshioka et al., 1997). La distance de séparation au point de contact est alors gouvernée par la conformation des polymères adsorbés à la surface des grains de ciment (Flatt et al., 2009). Les ordres de grandeur de cette distance de séparation sont d'environ 5 nm (Kjeldsen et al., 2006).

La fraction volumique à laquelle le réseau d'interactions colloïdales apparaît est aussi la limite au-dessous de laquelle la suspension ne présente aucun seuil de cisaillement (Struble and Sun, 1995). Cette fraction volumique dite de percolation ϕ_p dépend de la nature du ciment ainsi que de la nature et de la quantité des adjuvants utilisés. Des valeurs de 20 à 40% sont rapportées dans la littérature (Flatt and Bowen, 2006) (Mansoutre et al., 1999) (Toutou and Roussel, 2006).

- **Gravité et forces hydrodynamiques**

La force associée à la gravité vaut pour chaque particule $\Delta\rho\pi d^3/6$ où $\Delta\rho$ représente la différence de masse volumique entre les grains et la phase fluide. La gravité tend à déformer le réseau de particules solides et à le densifier dans la partie inférieure d'un volume donné.

La fraction volumique critique notée ϕ_{RLP} (Random Loose Packing) correspond à la fraction volumique à partir de laquelle le réseau d'interactions colloïdales peut supporter l'effet de la gravité (Dong et al., 2006) (Perrot et al., 2012). Le diamètre médian (d_{50}) des particules de ciment de l'ordre de 10 μm donne lieu à des forces associées à la gravité de l'ordre de 10^{-11} N.

La sédimentation des particules nécessite un mouvement relatif par rapport au fluide, selon une vitesse moyenne v . La force hydrodynamique opposée à v s'appliquant sur une particule sphérique peut alors être évaluée selon la formule de Stokes : $6\pi\mu r v$ où μ est la viscosité dynamique du fluide suspensif. Ce mouvement d'eau ascendant est à l'origine du ressuage. Il peut être largement diminué par l'utilisation d'agent viscosant (Khayat, 1998) rendant le phénomène négligeable avant la prise. Aussi, la structuration des matériaux cimentaires laissés au repos joue un rôle important sur la stabilisation des mélanges (Khayat, 1998) (Nachbaur et al., 2001) (Rosquoët et al., 2003) (Roussel, 2006a) (Roussel, 2006b) (Roussel et al., 2012).

4.b Ressuage et stabilité

- **Ressuage**

Le ressuage (ou l'instabilité des matériaux cimentaires frais au repos) dépend du rapport entre les forces d'interactions colloïdales et la gravité (Perrot et al., 2012). La fraction volumique critique liée au ressuage, ϕ_{RLP} (Dong et al., 2006) est comparée à des observations d'occurrence du ressuage sur des colonnes de pâtes de ciment fraîches présentant une hauteur de 30 cm maintenues au repos pendant 2 heures après malaxage.

Les fractions volumiques critiques liées au seuil de cisaillement ϕ_p et au ressuage, ϕ_{RLP} apparaissent proportionnelles, avec la possibilité de l'existence conjuguée d'un seuil de cisaillement et de ressuage. Le seuil de cisaillement ne contrôle donc pas à lui seul le phénomène de ressuage.

Les formulations de pâtes pouvant donner lieu à des bétons autoplaçants se trouvent généralement en deçà de la limite de stabilité et sont donc soumises au ressuage. Cela va dans le sens de l'emploi d'agents viscosants permettant de diminuer la perméabilité du mélange et de rendre négligeables les effets du ressuage avant la prise.

C'est alors la perméabilité qui contrôle la cinétique du ressuage et qui permet de guider le dosage en adjuvants (Picandet et al., 2011) (Perrot et al., 2013). Le coefficient de consolidation indique pour sa part l'amplitude du ressuage qui peut être atteinte (Josserand et al., 2006) (Morris and Dux, 2010) (Hendrickx et al., 2010) (Rangeard et al., 2014).

La Figure II – 13 a) fait apparaître les isovaleurs de perméabilité en fonction du dosage en plastifiant et du rapport E/C . La limite entre un mélange présentant un phénomène de ressuage ou non (Perrot et al., 2012) est également tracée. La perméabilité n'est qu'indicative de la cinétique du ressuage éventuel. Pour les mélanges instables, la quantité d'eau que doit évacuer le matériau avant d'atteindre un mélange stable, c'est-à-dire une fraction volumique égale à ϕ_{RLP} , est relative, pour un dosage A/C donné, à la différence entre les valeurs de E/C initial et celles correspondant à la frontière des deux domaines.

Contrairement au résultat attendu, une addition de plastifiant peut provoquer un phénomène de ressuage dans certains cas (par exemple si le rapport $E/C = 0,325$) même si cette addition supplémentaire de plastifiant provoque une diminution de la perméabilité du matériau. Comme évoqué au § 3.b, en augmentant les distances interparticulaires, la dispersion des grains solides est améliorée et le réseau de percolation est plus fin. Sa cinétique de ressuage est très faible mais le mélange devient instable.

Pour une pâte présentant un rapport E/C inférieur à 0,25, la pâte est toujours stable mécaniquement. Au contraire, les pâtes les plus fluides, qui ont par exemple un seuil de cisaillement de 25 Pa après avoir été abaissé par l'emploi de superplastifiants (augmentation du rapport A/C) ou par l'augmentation du rapport E/C , se trouvent toutes dans le domaine instable, voir Figure II – 13 b).

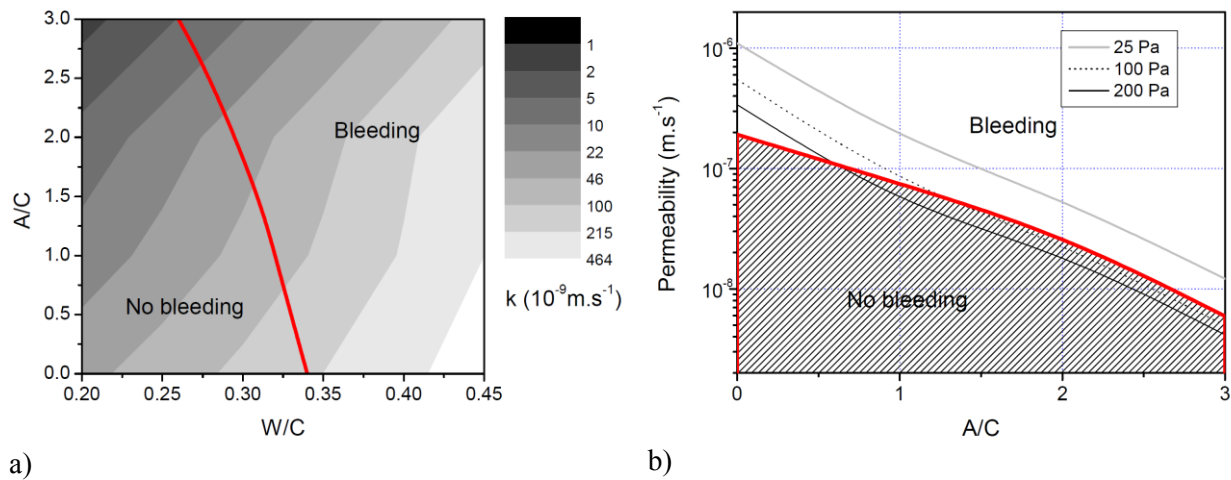


Figure II – 13 :

- a) Carte des valeurs de perméabilité de pâtes de ciment avec un rapport E/C compris entre 0,2 et 0,45 et un dosage en polycarboxylate A/C variant de 0 à 3%. La ligne montre la frontière déterminée expérimentalement entre les formulations stables et celles sensibles au ressuage.
- b) Evolution de la perméabilité de pâtes ciment dont la contrainte seuil demeure constante (entre 25 et 200 Pa) pour des dosages en polycarboxylate A/C variant de 0 à 3%. L'aire hachurée représente le domaine dans lequel les pâtes de ciment ne présentent pas de ressuage.

Pour les pâtes étudiées, la perméabilité est divisée par presque deux décades avec l'ajout à saturation du plastifiant. La vitesse de ressuage est dans ces cas nettement diminuée par cet ajout qui participe donc à maintenir la stabilité de la pâte à court terme. Le recours à l'emploi d'agents viscosants pour maintenir la stabilité du mélange en diminuant sa perméabilité, tels que des éthers de cellulose, voir § 3.c, n'est donc pas systématiquement nécessaire.

• Stabilité des matériaux cimentaires à l'état frais

La stabilité des matériaux cimentaires frais est également recherchée afin de préserver l'homogénéité du matériau lors de divers procédés de mise en forme tels que le pompage, (Browne and Bamforth, 1977) (Watanabe et al., 2001) ou l'extrusion (Toutou et al., 2005) (Perrot et al., 2006) (Perrot et al., 2009a) ou encore la vibroextrusion (Perrot et al., 2009c).

4.c Structuration des matériaux cimentaires à l'état frais

Le vieillissement des matériaux cimentaires entraîne une augmentation de la contrainte seuil d'écoulement due à un accroissement des interactions interparticulaires qui débute dès les premières minutes d'hydratation.

- **Interprétations physiques de la contrainte seuil**

Le seuil de cisaillement couramment observé pour les pâtes de ciment est attribuable aux interactions colloïdales à condition que la fraction volumique dite de percolation ϕ_p soit atteinte. L'apparition du seuil de cisaillement est en fait liée à la compétition entre le mouvement brownien des particules et les interactions colloïdales qui prédominent au-delà de la concentration de percolation. Le « Yodel » Model (Flatt and Bowen, 2006) permet par exemple de quantifier le seuil de cisaillement de telles suspensions en fonction de la distribution granulométrique des particules définie selon un paramètre m , de la fraction volumique solide de la suspension ϕ , de la fraction volumique solide maximale ϕ_m et de la fraction volumique solide de percolation ϕ_p .

Pour un même ciment, pour différentes fractions volumiques solides et avec différents dosages en plastifiant de type polycarboxylate, des mesures de seuil de cisaillement réalisées avec un rhéomètre de type Vane permettent de déterminer ϕ_p et m (Perrot et al., 2012) connaissant ϕ_m (Roussel et al., 2010). Par ailleurs, la distance interparticulaire au point de contact selon le dosage en plastifiant peut également être estimée.

- **Thixotropie**

Les matériaux cimentaires à l'état frais sont généralement thixotropes (Lapasin et al., 1979) (Roussel, 2005) (Roussel, 2006a) (Wallevik, 2009) (Jarny et al., 2005). Au repos, ou sous de très faibles vitesses de cisaillement, des connexions entre les grains de ciment se créent. Cette structuration augmente alors le seuil de cisaillement ainsi que la viscosité apparente de ces matériaux. Au contraire, sous fort cisaillement, les liens entre les grains se détruisent et le matériau se fluidifie. Ce phénomène est ensuite réversible, en laissant le matériau de nouveau au repos (Barnes, 1997).

La structuration des grains peut être considérée comme le résultat de deux phénomènes physico-chimiques distincts se produisant sur des échelles de temps différentes (Roussel et al., 2012). Le premier phénomène, assez rapide (quelques minutes), correspond à la floculation des grains de ciment. Le second, s'étalant pendant toute la période dormante (avant la prise), correspond à un phénomène de nucléation des grains par la formation de CSH dans les zones de contact entre grains.

- **Vitesse de structuration**

L'augmentation du seuil de cisaillement avec le temps, $\tau_0(t)$, est classiquement considérée comme une évolution linéaire avec un coefficient de structuration A_{thix} (Roussel, 2005) (Roussel, 2006a).

$$\tau_0(t) = A_{thix}(t - t_0) + \tau_{0,0} \quad (\text{II} - 21)$$

où $\tau_{0,0}$ désigne le seuil de cisaillement à l'instant initial, t_0 .

Cette modélisation reste valable pour des temps de repos inférieurs à une heure. Mais le seuil de cisaillement augmente avec la durée ($t - t_0$), dès les premiers instants de contact avec l'eau, et son évolution s'accélère pour devenir vraiment significative au-delà d'une heure (Lootens et al., 2009). Cette perte de linéarité est attribuée à une augmentation significative de la fraction volumique solide liée au phénomène de précipitation anticipée de CSH dans les zones de contact entre grains de ciment (phénomène de nucléation) (Subramaniam and Wang, 2010). Ainsi, lors de coulages longs (plus d'une heure) la croissance linéaire du seuil avec le temps décrite par l'équation (II – 21) conduit à une surestimation de la contrainte horizontale agissant sur le coffrage.

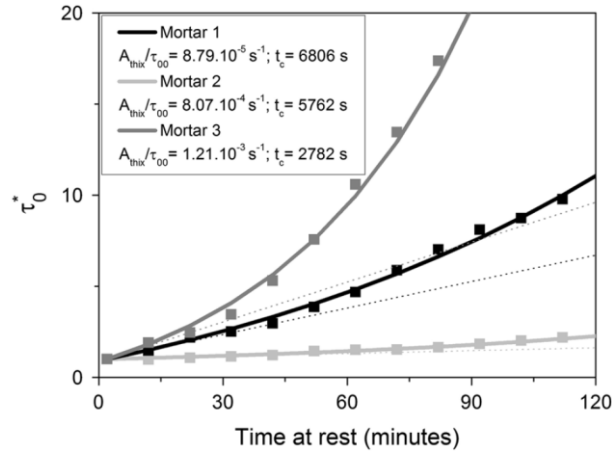


Figure II – 14 : Ajustement du modèle étendu de l'évolution de la contrainte seuil de cisaillement au-delà d'une heure de temps de repos pour différents mortiers.

Sur la base du modèle proposé initialement par Ovarlez et Roussel, une extension pour de faibles vitesses verticales de remplissage, comprises entre 0,5 et 2,5 m.h⁻¹, est proposée (Perrot et al. 2014a). A partir des mesures de seuil de cisaillement réalisées avec un rhéomètre de type Vane sur des mortiers fluides laissés au repos pendant plus d'une heure, une nouvelle loi d'évolution est établie (Perrot et al., 2014d). Avec une forme exponentielle de $\tau_0(t)$, cette loi tend asymptotiquement vers une évolution linéaire pour les premiers temps de repos :

$$\frac{\tau_0(t)}{\tau_{0,0}} = \tau_0^*(t) = \frac{A_{thix}}{\tau_{0,0}} t_c \left[\exp\left(\frac{t}{t_c}\right) - 1 \right] + 1 \quad (\text{II} - 22)$$

où t_c est une constante de temps qui permet d'ajuster le modèle sur les valeurs expérimentales. La Figure II – 14 présente l'ajustement de ce modèle sur les mesures pour trois bétons différents. La modélisation proposée permet ainsi d'étendre le domaine de validité du modèle d'évolution du seuil de cisaillement.

L'intégration de ce nouveau modèle permet par exemple, en considérant que la contrainte seuil de cisaillement est atteinte à la surface verticale d'un coffrage, de déduire la distribution de contraintes sur l'ensemble de la hauteur et d'obtenir l'évolution de la pression latérale exercée par le béton frais sur les parois (Perrot et al., 2014d).

- ***Incidence sur les pressions exercées dans les coffrages***

La prédiction de la pression latérale exercée par les bétons sur les coffrages, est un enjeu important pour le coulage en place des bétons notamment pour les bétons autoplaçants pouvant être mis en œuvre par pompage. Globalement, les normes et les recommandations nationales et internationales ne sont pas adaptées pour des bétons très fluides ou autoplaçants, et se basent prudemment sur le calcul de la pression hydrostatique sans prendre en compte la diminution progressive de la pression interstitielle due à la structuration interne du béton laissé au repos.

De nombreuses études ont porté sur la modélisation de la pression exercée par les bétons autoplaçants (Gardner, 1985) (Gardner et al., 2012) (Graubner et al., 2012) (Khayat et al., 2012) (Ovarlez and Roussel, 2006) (Perrot et al., 2014d).

Toutes ces études prennent en compte des paramètres de prise ou de structuration au repos. Il est reconnu que le comportement thixotrope des bétons fluides est à l'origine de la décroissance de la pression latérale exercée sur les coffrages par les matériaux laissés au repos (Assaad et al., 2003) (Billberg, 2006). Pour les bétons autoplaçants, l'influence de la structuration au repos est telle que le seuil de cisaillement du matériau peut doubler en seulement quelques minutes, ce qui n'est pas le cas pour les bétons classiques.

Ovarlez et Roussel ont proposé une modélisation de la pression exercée sur le coffrage basée sur un principe mécanique liant l'évolution du seuil de cisaillement du béton à la pression latérale pendant et après le coulage (Ovarlez and Roussel, 2006), (Tchamba et al., 2008). Pour cela, une distribution de contraintes de Janssen est utilisée dans le coffrage avec un coefficient de transmission latérale égal à 1. Ils considèrent également que la contrainte seuil de cisaillement est atteinte à la surface du coffrage, ce qui constitue l'hypothèse la plus forte puisqu'elle suppose d'une part que le déplacement engendré par la consolidation du matériau sous son propre poids est suffisante pour mobiliser la totalité de la contrainte seuil, et d'autre part qu'aucun phénomène de glissement n'opère à l'interface.

D'un autre point de vue, les mesures réalisées avec des capteurs de pression pariétale et de pression interstitielle montrent que ces dernières sont équivalentes dans les matériaux cimentaires avant le temps de prise (Andriamanantsilavo, 2003), (Tchamba, 2008), ce qui implique un état de contrainte isotrope. Le fait qu'une consolidation, au sens de Terzaghi, puisse s'opérer sous le poids propre du matériau implique une diminution progressive de la pression, principalement dans la partie inférieure de coffrage, conformément aux observations expérimentales (Tchamba, 2008). Cependant, une simulation de la consolidation d'une pâte de ciment avec un E/C de 0,4 selon les hypothèses évoquées au § 2.a et la loi de consolidation formulée en différences finies selon l'équation (II – 9) est présentée en Figure II – 15 à partir des données expérimentales obtenues lors des essais de percolation (Picandet and Perrot, 2009) (Picandet et al., 2011).

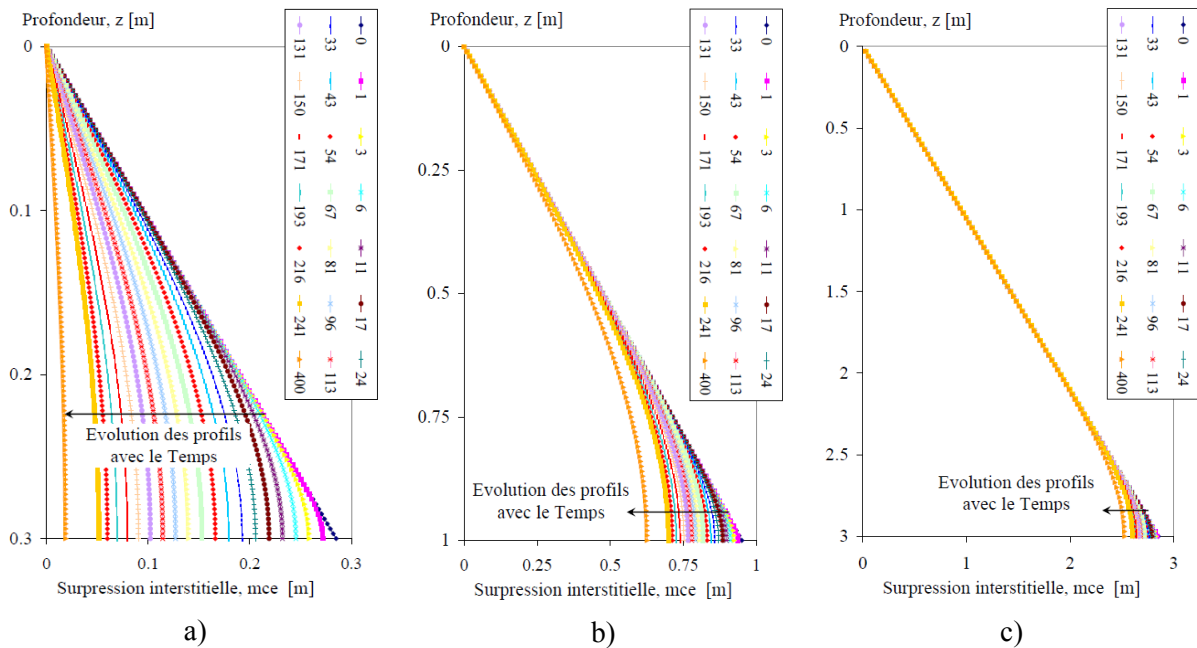


Figure II – 15 : Simulation de l'évolution de la surpression interstitielle au sein d'une pâte de ciment avec un rapport $E/C = 0,4$ consolidant sous son poids propre sans contraintes tangentielles aux parois, sur une épaisseur de : – a) 30 cm – b) 1 m – c) 3 m.

Le processus de consolidation engendre des diminutions de pression significatives dans une pâte de ciment relativement perméable ($E/C = 0,4$) pour des épaisseurs inférieures à 1 m, mais n'a quasiment aucune incidence, même au-delà de 6 heures, dans un coffrage de 3 m de hauteur. En effet, la cinétique du processus de consolidation est relative à l'inverse du carré de la distance de drainage, i.e. égale à la hauteur du coffrage si ce dernier est considéré comme parfaitement étanche.

Cette simulation montre bien que d'autres phénomènes physiques contribuent à la diminution de la pression dans les coffrages de hauteur supérieure à 1 m durant les premières heures d'hydratation (Picandet and Perrot, 2009). Si la consolidation en est à l'origine, la structuration du matériau et l'évolution des contraintes tangentielles exercées aux parois des coffrages en est ensuite la principale raison (Perrot et al., 2009b) (Perrot et al., 2014d). Notamment, quand la hauteur est suffisante, les déplacements verticaux le long des parois verticales sont suffisants pour que la contrainte tangentielle maximale soit mobilisée aux parois.

4.d Mesures de la contrainte seuil

La contrainte seuil correspond théoriquement à la contrainte nécessaire pour initier un écoulement dans un matériau considéré comme viscoplastique (Hackley and Ferraris, 2001a). Cependant, la mesure de la contrainte seuil n'est pas toujours aisée, puisqu'elle doit être réalisée pour un taux de cisaillement théoriquement quasi nul et que les conditions de glissement à la paroi de l'outil doivent être maîtrisées.

La vitesse de cisaillement considérée est un point crucial puisque le comportement élastique du matériau pour une contrainte de cisaillement apparaît souvent avec une composante visqueuse également, qui peut être en relation avec la perméabilité du matériau et l'écoulement du fluide interstitiel dans le réseau. Selon l'échelle de temps d'observation considérée (Reiner, 1964), ce seuil de cisaillement est susceptible de varier significativement, voire de ne plus exister (Barnes and Walters, 1985). Les matériaux cimentaires à l'état frais nous contraignent cependant à des durées d'observation limitées. Les applications technologiques qui découlent de leur caractérisation considèrent des modèles d'écoulement à seuil de type Bingham ou de Herschel-Bulkley (Banfill, 1991), (Tattersall and Banfill, 1983), (Roussel et al., 2005).

Le seuil d'écoulement peut être très faible (quelques Pa), et bien souvent la nature thixotrope des fluides à seuil d'écoulement fait qu'ils sont sensibles aux cisaillements préalablement subis rendant parfois délicate la reproductibilité des mesures.

Deux approches distinctes de caractérisation sont ici présentées :

- Une méthode de mesure assez fine sur de petits volumes, dérivée de méthode de caractérisation de suspensions diluées afin de d'étudier le seuil de cisaillement au sein de pâtes granulaires (Picandet et al., 2007), (Zhang et al., 2009). Le but de cette méthode, dénommée « essai à la plaque » est d'appréhender les contraintes tangentielles susceptibles de s'appliquer aux interfaces, ici des parois planes et verticales pour de faibles taux de cisaillement, tels que ceux qui sont susceptibles de se produire lorsque le matériau se consolide sous son propre poids dans les coffrages (Ovarlez and Roussel, 2006), (Tchamba et al., 2008), évoqués dans la partie précédente.
- Une mesure de seuil de cisaillement induit par une géométrie Vane de grande taille au cœur d'un volume de matériau suffisamment important pour être considéré comme représentatif. Le but de cet essai, en plus de caractériser les matériaux cimentaires à l'échelle des bétons pour appréhender l'effet des granulats sur leur rhéologie est de mesurer les pressions interstitielles au sein du matériau lors du cisaillement (Lecompte et al., 2012).

- ***Essai à la plaque***

- *Dispositif expérimental*

Un dispositif développé à l'origine pour mesurer le seuil de suspensions à faible concentration (Kee and Chhabra, 1994), (Zhu et al., 2001) a été adapté et redimensionné pour pouvoir être utilisé pour l'étude de suspensions concentrées jusqu'aux pâtes de ciment (Picandet et al., 2007). Un déplacement vertical ascendant très lent est appliqué sur une plaque, immergée verticalement dans le matériau tout en mesurant la force nécessaire pour induire ce déplacement. Le dispositif expérimental utilisé est schématisé en Figure II – 16 a). Un récipient, contenant le matériau, repose sur un support mobile dont le mouvement vertical est contrôlé par un moteur pas à pas. Une longueur (15 mm) et une vitesse de translation ($0,05 \text{ mm.s}^{-1}$) sont appliquées à l'ensemble des matériaux. La plaque, plongée dans le matériau, est suspendue de façon rigide à une balance immobile. Le cisaillement est donc produit par le mouvement relatif de la plaque et par la gravité agissant sur l'ensemble du

matériau, produisant un très faible taux de cisaillement, inférieur à 10^{-2} s^{-1} (Picandet et al., 2007).

Différentes plaques sont utilisées avec pour certaines, des fentes horizontales afin d'étudier l'adhésion du matériau à la plaque et d'évaluer les effets de glissement. Ces plaques ont été découpées au laser dans une tôle plane d'acier inoxydable de 1,2 mm d'épaisseur et ont toutes une largeur de 50 mm. Les deux faces ont été sablées pour produire une surface rugueuse et diminuer les effets de glissement à la paroi.

○ Analyse des résultats

La force résultant du déplacement de la plaque dans le matériau F_r , est déduite de la force initiale correspondant au poids du fil et de la plaque immergée. Ensuite, lors du déplacement, les forces liées à la contrainte de cisaillement à la paroi, τ , théoriquement proportionnelle à la longueur de la plaque et des forces de pénétration et de traînée dues aux bords supérieurs, F_s , et inférieurs, F_i , s'appliquent sur la plaque voir Figure II – 16 b) tel que : $F_r = F_s + F_i + 2WL\tau$.

Différentes longueurs de plaques, 52, 75, et 100 mm, sont d'abord utilisées pour déduire $F_s + F_i$ et calculer τ_a , la contrainte de cisaillement à la paroi d'acier. Puis, une plaque de longueur intermédiaire avec des ouvertures ou fentes horizontales rectangulaires est utilisée pour évaluer le glissement à la paroi voir Figure II – 16 c).

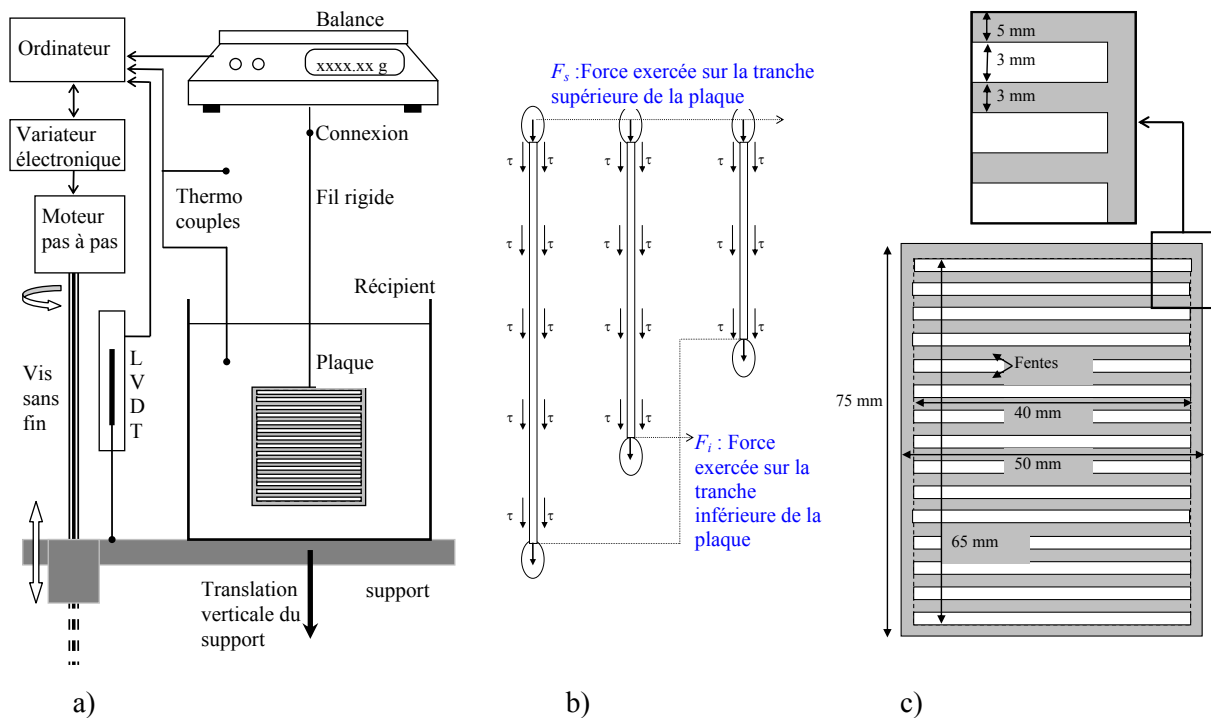


Figure II – 16 : Schéma :

- a) du dispositif expérimental
- b) des sollicitations du matériau sur la plaque
- c) de la plaque avec fentes (échelle non respectée)

Une étude antérieure (Ferraris et al., 2008) a montré que lorsque le rapport de la hauteur de l'ouverture sur l'épaisseur de la plaque est inférieur à 3, la suspension remplissant cette ouverture pouvait être considérée comme statique par rapport à la plaque, avec un

cisaillement localisé dans le plan de chacune des faces de la plaque. Dans ce cas, la contrainte de cisaillement qui s'applique est la contrainte seuil intrinsèque du matériau τ_0 . La contrainte moyenne de cisaillement sur les faces de la plaque, τ , peut donc s'écrire : $\tau = \beta\tau_0 + (1-\beta)\tau_a$ où $\beta = S_a/S_0$, avec S_a : la surface d'acier de la plaque et S_0 : la surface des ouvertures dans la plaque. Dans notre cas le rapport d'ouverture $\beta = 0,315$. Plusieurs essais sont donc nécessaires pour déterminer τ_a puis τ_0 .

Un essai type, illustré en Figure II – 17 a), montre un accroissement linéaire associé à l'élasticité du matériau avant cisaillement, puis une phase non linéaire avant un maximum que nous avons considéré comme le seuil de cisaillement. Au-delà de ce maximum, un taux de cisaillement constant induit une diminution sensible de la contrainte due à la thixotropie des matériaux étudiés. L'analyse des mesures des forces maximales enregistrées avec les différentes plaques montre une bonne corrélation des résultats pour la bentonite et le Welan gum, voir Figure II – 17 b), ce qui permet de valider cette méthode expérimentale. Toutefois, pour les pâtes de ciment avec retardateur, la dispersion des résultats rend cette corrélation moins évidente, mais permet, à partir de plusieurs essais, de déterminer les constantes F_s et F_i puis τ_0 avec une précision satisfaisante. A surface égale, la plaque avec fentes oppose une résistance nettement supérieure, ce qui indique que les phénomènes de glissement à la paroi d'acier sont plus importants dans le cas des pâtes de ciment (Picandet and Ferraris, 2008).

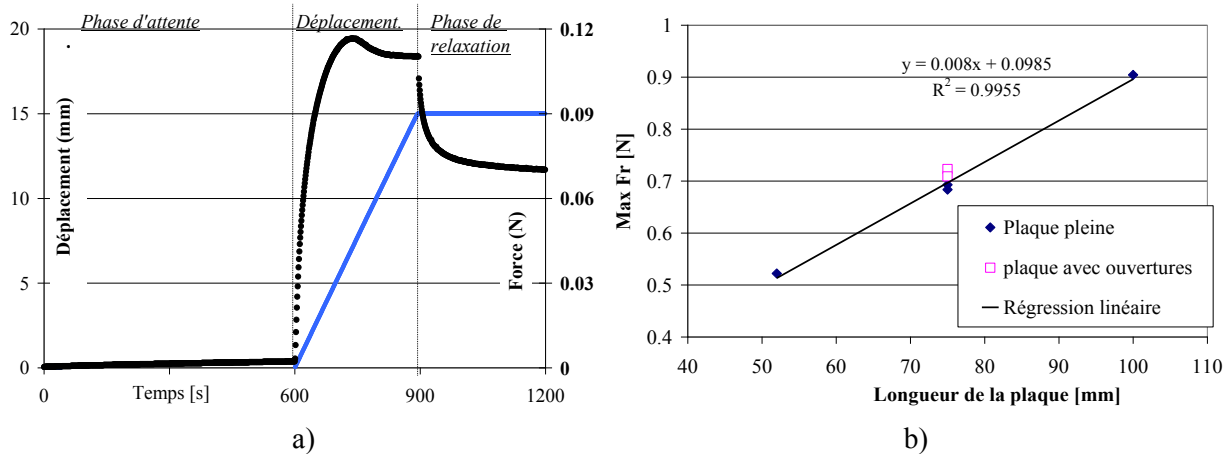


Figure II – 17 :

- a) Déplacement et force enregistrés au cours du temps pour une suspension de bentonite.
- b) Corrélation des forces maximales avec les différentes longueurs de plaque (Welan gum).

○ Comparaison des mesures

Un rhéomètre rotatif en géométrie plan / plan comprenant deux plateaux circulaires striés de 35 mm de diamètre, a également été utilisé pour valider nos résultats. Une procédure de détermination du seuil en cisaillement imposée, de type « stress growth », est appliquée. Dans tous les cas, les contraintes seuil évaluées par cette méthode sont inférieures à celles mesurées par le rhéomètre rotatif, voir Tableau II – 2. Ce dernier impose un taux de cisaillement 50 fois supérieur.

| Matériaux étudiés | Plaques | Rhéomètre |
|--|---------|-----------|
| Welan gum 7 % | 87 Pa | 220 Pa |
| Bentonite 12 % | 6 Pa | 25 Pa |
| Pâte de ciment avec retardateur E/C = 0,33 | 126 Pa | 135 Pa |

Tableau II – 2 Comparaison des résultats obtenus à l'aide des plaques et avec le rhéomètre rotatif en géométrie plan / plan

○ Mesures en conditions statiques

Durant la phase d'attente, une augmentation sensible de la force est observée dans la pâte de ciment bien qu'aucun mouvement ne soit imposé à la plaque, voir Figure II – 8 a). Inexistant dans le cas du Welan gum et à peine décelable avec la bentonite, cette augmentation n'apparaît qu'avec les pâtes de ciment où des phénomènes de sédimentation et de la consolidation sous son poids propre opèrent. Une partie de la contrainte seuil du matériau est alors mobilisée pour augmenter le poids apparent de la plaque. Il est intéressant de constater que ce phénomène s'amplifie avec le temps d'hydratation, mais demeure toutefois très limité en comparaison des forces maximales enregistrées lors du déplacement.

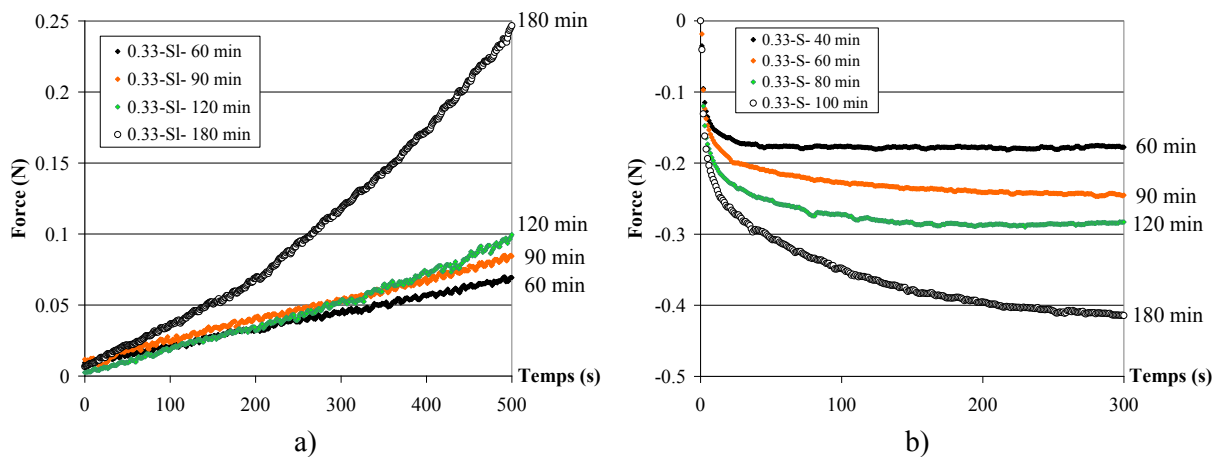


Figure II – 18 :

- a) Variation initiale du poids apparent de la plaque dans la pâte de ciment.
- b) Diminution de la force exercée sur une plaque pleine dans la pâte de ciment à l'issue du déplacement imposé.

○ Mesures en phase de relaxation après cisaillement

Durant la phase de relaxation, la force exercée sur la plaque décroît continuellement. Dans le cas des pâtes de ciment et avec une plaque sans ouverture, nos essais confirment que ce temps de relaxation s'accroît avec le temps d'hydratation, voir Figure II – 8 b). La diminution de la perméabilité des pâtes de ciment, notamment au-delà de 90 minutes d'hydratation peut expliquer cette augmentation de la viscosité du matériau.

- **Rhéomètre rotationnel spécifique**

Un rhéomètre de grande taille développé au laboratoire permet de mesurer simultanément le cisaillement appliqué et la pression interstitielle sur les parois du récipient contenant le matériau testé (Lecompte et al., 2012).

- *Dispositif expérimental*

Une géométrie Vane de hauteur $H = 120$ mm et d'un diamètre $D = 120$ mm est utilisée pour mesurer la contrainte seuil, τ_0 , sur des pâtes de ciment, des mortiers ainsi que sur des suspensions de sable, voir Figure II – 19 a).

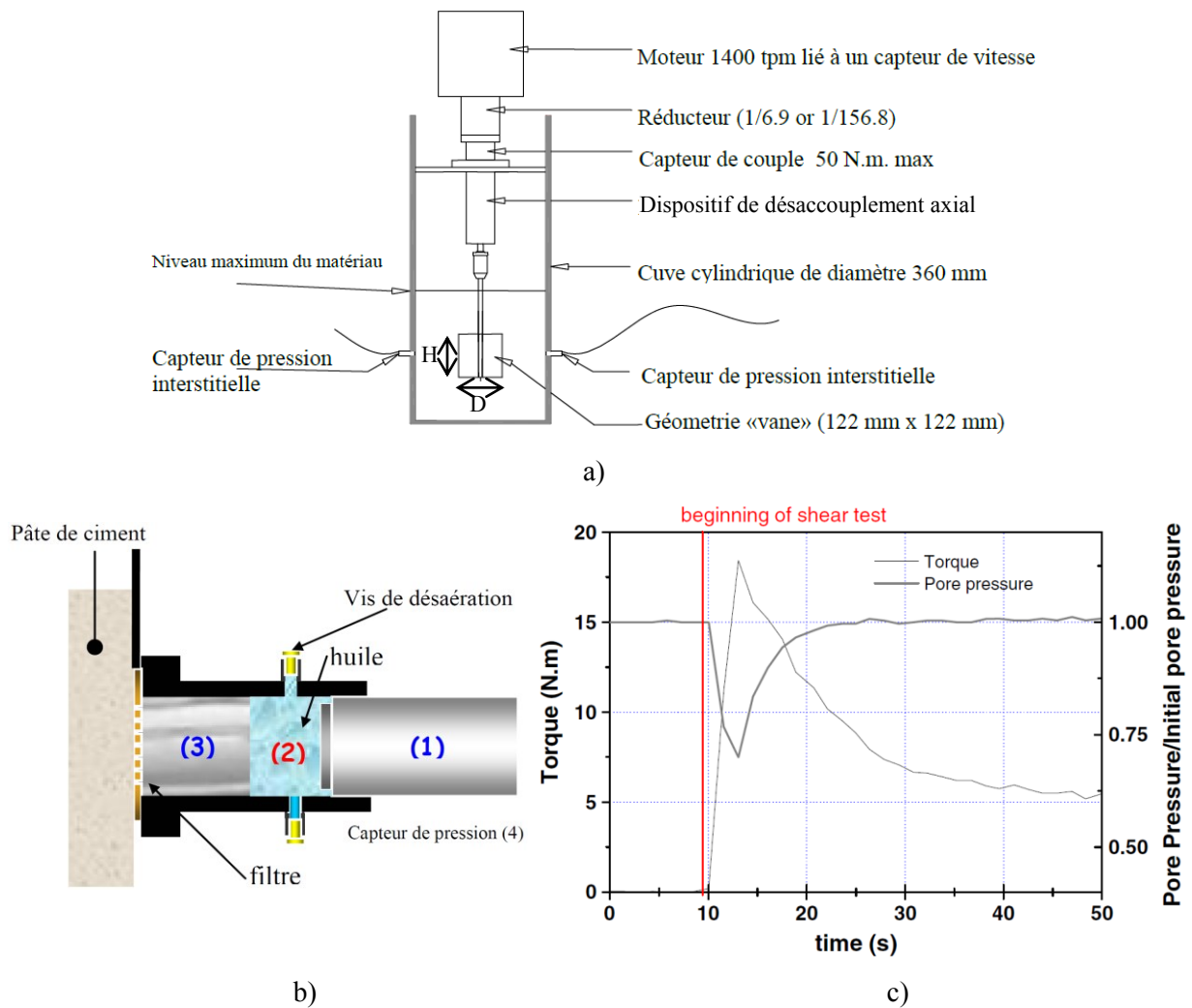


Figure II – 19 :

- a) Rhéomètre développé au laboratoire pour la caractérisation des bétons frais, avec une cuve, d'un diamètre compris entre 186 mm pour les pâtes de ciment et mortiers et 500 mm pour les bétons, équipée avec des capteurs de pression interstitielle.
- b) Dispositif de mesure de pression interstitielle dans les matériaux cimentaires à l'état frais.
- c) Enregistrement typique du couple et de la pression interstitielle pour un mortier dont la concentration volumique en sable est supérieure à la concentration volumique critique (ϕ_c).

Selon une procédure de type « Stress growth », le couple maximal enregistré C_{\max} lors de l'essai, pour une vitesse de rotation ou un taux de cisaillement imposé (Hackley and Ferraris, 2001b) permet de déduire la contrainte seuil τ_0 relative aux conditions de l'essai (Liddel and Boger, 1996), (Yan and James, 1997) :

$$\tau_0 = \frac{C_{\max}}{\frac{\pi D^2}{2} \left(H + \frac{D}{3} \right)} \quad (\text{II} - 23)$$

Avec une configuration de rhéomètre, la même procédure est ensuite appliquée à l'ensemble des essais afin de s'affranchir des variations de mesures observées selon les rhéomètres utilisés (Ferraris et al., 2001) qui peuvent être attribuables à des effets d'échelle.

Le dispositif de mesure des pressions interstitielles conçu pour mesurer les pressions dans les coffrages (Andriamanantsilavo, 2003), puis développé pour des mesures simultanées de pression et cisaillement (Tchamba, 2008) comporte une interface composée d'un filtre saturé en huile transmettant la pression interstitielle du matériau contenu dans la cuve à un capteur de pression analogique voir Figure II – 19 b). Un exemple de mesure simultanée de couple et de pression est donné en Figure II – 19 c) pour un mortier saturé en sable.

○ Effet des granulats

La présence des granulats dans une pâte de ciment a une influence sur le comportement rhéologique du mélange qui est directement liée à leur concentration (Mahaut et al., 2008a) (Mahaut et al., 2008b) (Yammine et al., 2008). Globalement, l'ouvrabilité des mélanges diminue lorsque la concentration granulaire augmente. L'écoulement viscoplastique de la pâte suspensive tend alors vers un écoulement purement granulaire.

A partir d'une méthode d'homogénéisation, en considérant un matériau isotrope, le modèle de Château (Chateau et al., 2008), propose une relation entre le seuil de cisaillement d'une suspension de grains dans un fluide à seuil et la fraction volumique d'inclusions sphériques. Ce modèle s'applique parfaitement à des suspensions de grains dans des pâtes de ciment (Mahaut et al., 2008a). Ce modèle peut même être généralisé au coefficient A_{thix} :

$$\frac{A_{thix}(\phi_s)}{A_{thixPC}} = \frac{\tau_0(\phi_s)}{\tau_{0PC}} = \sqrt{\frac{1 - \phi_s}{(1 - \phi_s / \phi_{RLP})^{2.5 \phi_{RLP}}}} \quad (\text{II} - 24)$$

où ϕ_s est la fraction volumique de granulats, ϕ_{RLP} est la fraction volumique d'empilement lâche des granulats (voir § 4.a), A_{thixPC} et τ_{0PC} sont respectivement le coefficient de structuration et le seuil de cisaillement de la pâte de ciment.

Cette relation n'est toutefois valable que si les interactions entre grains sont de nature hydrodynamique, c'est-à-dire que si la fraction volumique de granulats est inférieure à ϕ_{RLP} (Random Loose Packing) ou ϕ_c pour fraction volumique critique. Au-delà de cette fraction volumique, les contacts entre granulats sont prépondérants sur la rhéologie du matériau et sa résistance à l'écoulement (Yammine et al., 2008). La Figure II – 20 a) illustre cette transition entre un mortier fluide et un mortier classique ou « ferme ». Cette transition de régime d'écoulement présente également un impact sur la vitesse de structuration Figure II – 20 b) (Lecompte et al., 2012). Jusqu'à ϕ_c (ici proche de $0,8\phi_m$ où ϕ_m est la fraction volumique maximale ou la fraction de packing dense), le coefficient de structuration augmente

conformément au modèle de Chateau. Ensuite, le coefficient de structuration diminue avec l'augmentation de ϕ_s , c'est-à-dire avec le nombre de contacts entre grains.

Ce point illustre la transition de comportement entre un écoulement régi par des interactions hydrodynamiques et un écoulement régi par des contacts granulaires :

- Pour $\phi_s < \phi_c$, c'est la pâte de ciment qui contrôle le comportement global du matériau.
- Pour $\phi_s > \phi_c$ ce sont les contacts entre granulats qui contrôlent l'écoulement à travers la répartition des contraintes dans un réseau granulaire.

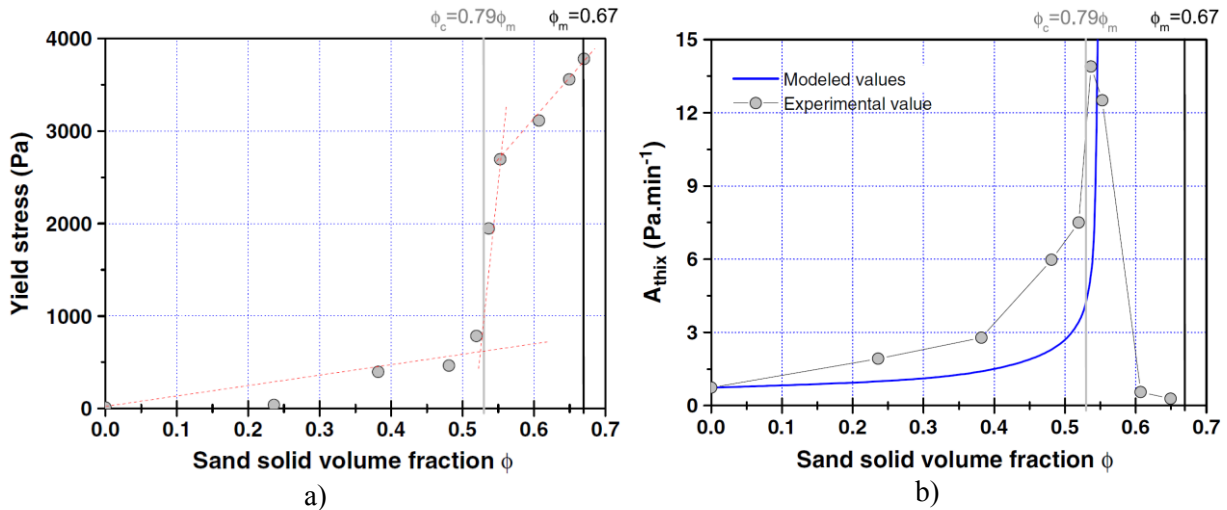


Figure II – 20 :

- a) Evolution des contraintes seuils de mortiers après 10 minutes de repos selon les concentrations volumiques ϕ en sable (où ϕ_m désigne la fraction volumique pour un arrangement aléatoire dense).
- b) Coefficient de structuration A_{thix} des mortiers selon leurs fractions volumiques de sable.

○ Evolution des pressions interstitielles

Les pressions interstitielles sont également marquées par ce changement de régime d'écoulement. Au-delà de ϕ_c , les contacts intergranulaires se transmettent dans un réseau continu ou percolé et la contrainte seuil devient gouvernée par la friction granulaire. Le caractère dilatatant des milieux granulaires pour $\phi_s > \phi_c$, voir Figure II – 21 a). Les déformations se localisent alors en bandes de cisaillement de plus faible concentration volumique (Abriak and Caron, 2006), probablement à la périphérie cylindrique du Vane dans le cas présenté. La distribution de tailles des particules solides influence aussi l'épaisseur des bandes de cisaillement et par conséquent la dilatance globale du matériau (Stone and Wood, 1992).

Cet effet dilatatant dans un milieu saturé est à l'origine de la chute de pression observée lors du cisaillement. Dans les bandes de cisaillement, la dépression interstitielle participe également à l'augmentation de la friction granulaire par l'augmentation de la force normale entre grains. Il faut noter que la chute de pression interstitielle mesurée est celle qui se propage à l'ensemble du matériau, jusqu'aux parois de la cuve, lors de la création de la bande de cisaillement, c'est-à-dire à l'instant de la rupture ou de l'initiation de l'écoulement. La pression interstitielle tend ensuite à s'équilibrer pour un taux de cisaillement constant voir Figure II – 19 c). Il s'agit donc bien d'un phénomène transitoire dont la dynamique est gérée

également par la perméabilité du matériau. Ce retour à l'équilibre est d'ailleurs plus rapide pour les suspensions granulaires que pour les bétons autoplaçants présentant une perméabilité plus faible (Lecompte et al., 2012).

Pour un même taux de cisaillement, plus la perméabilité du matériau est faible, plus l'amplitude de cette dépression est importante. Cette mesure est donc présentée ici d'un point de vue phénoménologique, mais il est probable que plus la dépression engendrée dans la bande de cisaillement est importante, plus la contrainte de cisaillement augmente comme le montrent les Figure II – 21 a) et b). La perméabilité des suspensions granulaires a donc une incidence significative sur leur seuil d'écoulement.

Parallèlement, dans une pâte de ciment en cours de structuration, l'augmentation de la fraction volumique solide avec le temps, liée au phénomène de précipitation anticipée de CSH, notamment dans les zones de contact entre grains de ciment (Subramaniam and Wang, 2010) finit par engendrer un phénomène de dilatance comparable, comme le laissent supposer les chutes de pressions enregistrées de pair avec l'augmentation du seuil de cisaillement au bout de quelques heures d'hydratation, voir Figure II – 21 b). La fraction volumique solide à l'échelle des grains de ciment en cours d'hydratation atteint alors probablement la concentration critique ϕ_c précédemment décrite tandis que la perméabilité du milieu a déjà significativement diminué (Perrot et al., 2013).

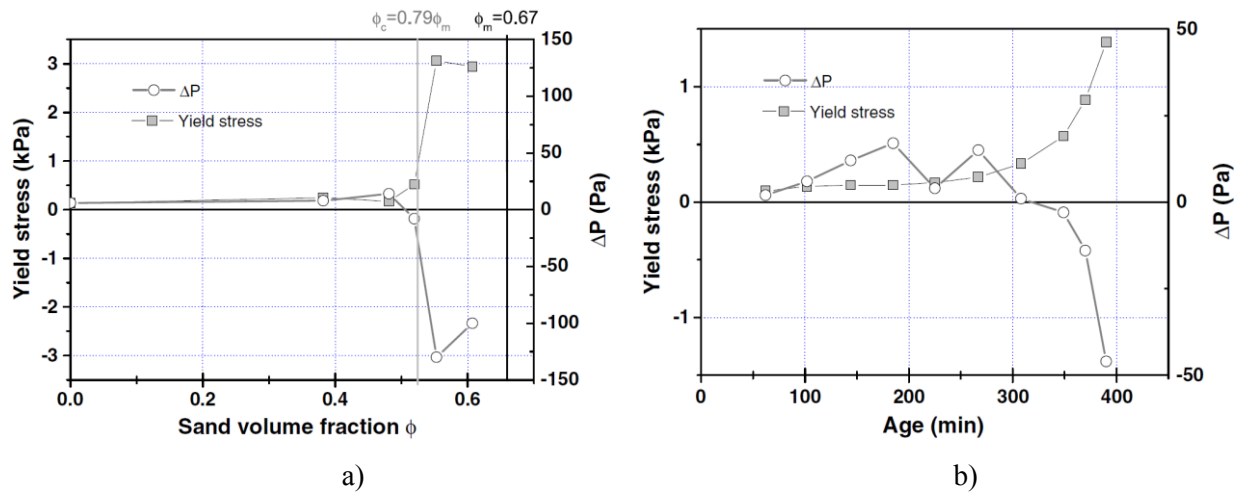


Figure II – 21 : Evolution du seuil de cisaillement et de la pression interstitielle mesurés
 – a) avec un mortier pour différentes concentrations volumiques en sable.
 – b) avec une pâte de ciment pour différents temps d'hydratation.

5. Conclusions du chapitre II

Mes travaux de recherche sur la rhéologie des suspensions granulaires se sont focalisés sur les transferts d'eau au sein des matériaux cimentaires lors de leurs mises en œuvre et sur la mesure de leur seuil d'écoulement.

Des outils, méthodes expérimentales et analyses, concernant la caractérisation de leur perméabilité, coefficients de consolidation et de compressibilité ont d'abord été apportés. L'influence des granulats et adjuvants sur ces paramètres a été évaluée, et a permis de valider et de proposer des adaptations aux méthodes expérimentales établies dans certains cas.

Enfin, des éléments analysant l'incidence de la perméabilité sur le comportement rhéologique des matériaux sont présentés. Il n'existe pas à ce jour de relation clairement établie entre la perméabilité et les paramètres rhéologiques, même si tous deux sont liés à la microstructure des suspensions étudiées. Des éléments de réflexion sont ici apportés afin d'intégrer les transferts hydriques conditionnant leur stabilité et leur comportement.

La prédiction de la mise en forme des bétons constitue un enjeu important, influant sur leur qualité et leur durabilité. Dans cette perspective, l'étude de la perméabilité constitue ici un nouveau moyen de caractérisation des matériaux cimentaires à l'état frais.

- Mesure de la perméabilité des matériaux cimentaires à l'état frais

En considérant les matériaux cimentaires étudiés comme des milieux saturés déformables, des expérimentations dérivées de la mécanique des sols ont été élaborées (Picandet et al., 2005) (Rochdi et al., 2007) (Picandet and Perrot, 2009). Deux méthodes adaptées à la mesure de la perméabilité de pâtes de ciment à l'état frais pour des rapports de E/C courants variant de 0,3 à 0,4, sur une durée d'observation réduite, ont notamment été mises au point et confrontées (Picandet et al., 2011).

Ensuite, selon les cas, l'un ou l'autre de ces dispositifs a été éprouvé pour étudier l'influence sur la perméabilité des pâtes de ciment, de la concentration en granulats (Perrot et al., 2014c), du temps d'hydratation, et des superplastifiants de type polycarboxylate (Perrot et al., 2013), ou encore des viscosants de type éther de cellulose (Pierre et al., 2015). La détermination des coefficients de consolidation C_V et de compressibilité λ fait également l'objet d'une analyse particulière (Rangeard et al., 2014).

- Influence de la formulation sur la perméabilité à l'état frais

Pour des granulats considérés comme des inclusions imperméables au regard de la matrice de pâte de ciment, la perméabilité globale des mortiers ou bétons diminue lorsque la concentration en granulats augmente. Pour des particules supposées sphériques, une relation semi empirique basée sur l'allongement du trajet de percolation concorde avec les résultats expérimentaux obtenus (Perrot et al., 2014c). Cette relation peut également être étendue au cas des bétons.

La présence d'adjuvants dans les pâtes de ciment montre que l'indice des vides ou le rapport E/C des pâtes de ciment n'est pas le seul critère déterminant de leur perméabilité ou de leur coefficient de consolidation (Perrot et al., 2013). En effet, la présence de plastifiant (Perrot et al., 2013) ou de viscosant (Pierre et al., 2015) modifie sensiblement l'arrangement des particules solides et leurs interactions au sein des suspensions pour entraîner une diminution significative, de plusieurs décades, de leur perméabilité.

- Incidence de la perméabilité sur le comportement rhéologique

Bien que la présence de plastifiant ou de viscosant fasse diminuer la perméabilité des pâtes de ciment, leurs conséquences principales sur la rhéologie du matériau sont différentes : si l'un tend à diminuer sa contrainte seuil l'autre augmente sa viscosité plastique. Nos expériences montrent que la seule mesure de la perméabilité ne suffit donc pas à prédire la rhéologie d'une pâte de ciment (Perrot et al., 2013) (Pierre et al., 2015).

L'ajout de plastifiant augmente la distance interparticulaire moyenne par défloculation en diminuant les interactions et par voie de conséquence la contrainte seuil de cisaillement (Flatt and Bowen, 2006) (Perrot et al., 2012) (Perrot et al., 2013). La dispersion des particules réduit la taille des chemins de percolation et la perméabilité diminue alors également. L'empilement granulaire dispersé, plus lâche, voit sa fraction volumique d'empilement aléatoire, ϕ_{RLP} , augmenter pour rendre le matériau susceptible de ressuer. Cependant la cinétique du ressuage, très ralentie par la diminution de la perméabilité, peut devenir négligeable à l'échelle du temps de prise. En conséquence, si la mesure de la contrainte seuil peut prédire l'occurrence d'un ressuage voire son amplitude potentielle, la perméabilité prédit sa cinétique. Ces deux paramètres doivent donc être considérés pour évaluer le ressuage avant la prise (Perrot et al., 2013).

Le seuil de cisaillement, paramètre déterminant de la rhéologie du matériau peut se mesurer selon différentes approches, dans une configuration quasi-statique, similaire aux parois coffrantes (Picandet et al., 2007) (Ferraris et al., 2008) (Zhang et al., 2009) ou par cisaillement appliqué via une géométrie Vane (Lecompte et al., 2012). Ces travaux ont notamment abouti à la formulation d'une nouvelle loi prenant en compte le caractère non linéaire d'évolution du seuil de cisaillement (Perrot et al., 2014d).

D'autre part, lorsque la concentration volumique solide est suffisante pour entraîner un caractère dilatant du matériau, la mesure simultanée de l'évolution de la pression interstitielle au sein d'une pâte de ciment ou d'un mortier montre clairement l'incidence de la perméabilité sur la mesure de la contrainte seuil. Cette fraction volumique solide est atteinte si la fraction volumique initiale de granulat est supérieure à une concentration critique, ϕ_c (telle que $\phi_c \cong \phi_{RLP}$), soit par l'augmentation du volume des hydrates au sein de la pâte de ciment (Lecompte et al., 2012).

Enfin, la diminution relative de la perméabilité avec le temps d'hydratation est révélatrice de l'augmentation de la fraction volumique solide des hydrates ou de la proportion d'eau liée chimiquement (Perrot et al., 2013). Elle demeure très modérée durant les 100 premières minutes d'hydratation (Picandet et al., 2011) et jusqu'à la prise, elle semble pouvoir être corrélée à l'augmentation du seuil de cisaillement. Lors de la prise, cette perméabilité amorce ensuite une chute brutale sous l'effet de la percolation solide qui s'opère (Picandet and Perrot, 2009) (Lecompte et al., 2012).

La caractérisation de l'évolution de la perméabilité au-delà de deux heures d'hydratation demeure un domaine expérimental à explorer plus en détail, pouvant offrir une observation de la prise des matériaux cimentaires selon une nouvelle approche.

6. Références bibliographiques du chapitre II

- Abriak, N.E., and Caron, J.-F. (2006). Experimental study of shear in granular media. *Adv. Powder Technol.* 17, 297–318.
- Akanni, K.A., Evans, J.W., and Abramson, I.S. (1987). Effective transport coefficients in heterogeneous media. *Chem. Eng. Sci.* 42, 1945–1954.
- Andriamanantsilavo, N.R. (2003). Comportement des matériaux cimentaires dans un coffrage - expérimentation, modélisation et simulation de la poussée et du processus de maturation (Lorient).
- Appleby, S., and Wilson, A. (1996). Permeability and suction in setting cement. *Chem. Eng. Sci.* 51, 251–267.
- Assaad, J., Khayat, K.H., and Mesbah, H. (2003). Variation of Formwork Pressure with Thixotropy of Self-Consolidating Concrete. *ACI Mater. J.* 100.
- Atkinson, J.H. (1993). *Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations: Through Critical State Soil Mechanics* (London; New York: McGraw-Hill Publishing Co.).
- Bakhshi, M., and Mobasher, B. (2011). Experimental observations of early-age drying of Portland cement paste under low-pressure conditions. *Cem. Concr. Compos.* 33, 474–484.
- Banfill, P.F.G. (1991). *Rheology of Fresh Cement and Concrete* (London).
- Barnes, H.A. (1997). Thixotropy—a review. *J. Non-Newton. Fluid Mech.* 70, 1–33.
- Barnes, H.A., and Walters, K. (1985). The yield stress myth? *Rheol. Acta* 24, 323–326.
- Bear, J. (1988). *Dynamics of Fluids in Porous Media* (Dover).
- Billberg, P. (2006). Form pressure generated by self-compacting concrete: influence of thixotropy and structural behaviour at rest. Royal Institute of Technology, Dept. of Civil and Structural Engineering.
- Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *J. Appl. Phys.* 12, 155–164.
- Biot, M.A. (1956). General solutions of the equations of elasticity and consolidation for a porous material. *J Appl Mech* 23, 91–96.
- Browne, R.D., and Bamforth, P.B. (1977). Tests to establish concrete pumpability. In *ACI Journal Proceedings*, (ACI),
- Brumaud, C., Bessaies-Bey, H., Mohler, C., Baumann, R., Schmitz, M., Radler, M., and Roussel, N. (2013). Cellulose ethers and water retention. *Cem. Concr. Res.* 53, 176–184.
- Brumaud, C., Baumann, R., Schmitz, M., Radler, M., and Roussel, N. (2014). Cellulose ethers and yield stress of cement pastes. *Cem. Concr. Res.* 55, 14–21.
- Bülichen, D., and Plank, J. (2013). Water retention capacity and working mechanism of methyl hydroxypropyl cellulose (MHPC) in gypsum plaster — Which impact has sulfate? *Cem. Concr. Res.* 46, 66–72.
- Bülichen, D., Kainz, J., and Plank, J. (2012). Working mechanism of methyl hydroxyethyl cellulose (MHEC) as water retention agent. *Cem. Concr. Res.* 42, 953–959.
- Carman, P.C. (1939). Permeability of saturated sands, soils and clays. *J. Agric. Sci.* 29, 262–273.
- Casagrande, A. (1936). The determination of the preconsolidation load and its practical significance. In *1st Intl Conf Soil Mech Found Eng.* (Cambridge), pp. 60–64.

- Chapuis, R.P., and Aubertin, M. (2003). On the use of the Kozeny Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. *Can. Geotech. J.* *40*, 616–628.
- Chateau, X., Ovarlez, G., and Trung, K.L. (2008). Homogenization approach to the behavior of suspensions of noncolloidal particles in yield stress fluids. *J. Rheol.* 1978-Present *52*, 489–506.
- Chougnnet, A., Palermo, T., Audibert, A., and Moan, M. (2008). Rheological behaviour of cement and silica suspensions: Particle aggregation modelling. *Cem. Concr. Res.* *38*, 1297–1301.
- Clear, C.A., and Bonner, D.G. (1988). Settlement of fresh concrete—an effective stress model. *Mag. Concr. Res.* *40*, 3–12.
- Van Damme, H., Mansoutre, S., Colombet, P., Lesaffre, C., and Picart, D. (2002). Pastes: lubricated and cohesive granular media. *Comptes Rendus Phys.* *3*, 229–238.
- Darcy, H. (1856). *Les fontaines publiques de la ville de Dijon : exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution d'eau* (Paris : Victor Dalmont).
- Das, B.M. (2008). *Advanced Soil Mechanics*, 3rd edition (London; New York: CRC Press).
- Dong, K.J., Yang, R.Y., Zou, R.P., and Yu, A.B. (2006). Role of Interparticle Forces in the Formation of Random Loose Packing. *Phys. Rev. Lett.* *96*.
- Ferrari, L., Kaufmann, J., Winnefeld, F., and Plank, J. (2011). Multi-method approach to study influence of superplasticizers on cement suspensions. *Cem. Concr. Res.* *41*, 1058–1066.
- Ferraris, C.F., Brower, L.E., and Banfill, P.F.G. (2001). Comparison of concrete rheometers: International tests at LCPC (Nantes, France) in October, 2000 (US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology).
- Ferraris, C.F., Zhang, M.-H., Zhu, H., Picandet, V., Peltz, M.A., Stutzman, P., Arnaout, C., and De Kee, D. (2008). Measurement of yield stress for concentrated suspensions using a plate device. NIST Tech. Note 1494.
- Flatt, R.J. (2004a). Dispersion forces in cement suspensions. *Cem. Concr. Res.* *34*, 399–408.
- Flatt, R.J. (2004b). Towards a prediction of superplasticized concrete rheology. *Mater. Struct.* *37*, 289–300.
- Flatt, R.J., and Bowen, P. (2003). Electrostatic repulsion between particles in cement suspensions: Domain of validity of linearized Poisson–Boltzmann equation for nonideal electrolytes. *Cem. Concr. Res.* *33*, 781–791.
- Flatt, R.J., and Bowen, P. (2006). Yodel: A Yield Stress Model for Suspensions. *J. Am. Ceram. Soc.* *89*, 1244–1256.
- Flatt, R.J., Schober, I., Raphael, E., Plassard, C., and Lesniewska, E. (2009). Conformation of Adsorbed Comb Copolymer Dispersants. *Langmuir* *25*, 845–855.
- Gardner, N.J. (1985). Pressure of concrete on formwork—a Review. In *ACI Journal Proceedings*, (ACI).
- Gardner, N.J., Keller, L., Quattrociochi, R., and Charitou, G. (2012). Field investigation of formwork pressures using self-consolidating concrete. *Concr. Int.* *34*, 41–47.
- Gawin, D., Pesavento, F., and Schrefler, B.A. (2006). Hygro-thermo-chemo-mechanical modelling of concrete at early ages and beyond. Part I: hydration and hygro-thermal phenomena. *Int. J. Numer. Methods Eng.* *67*, 299–331.
- Graubner, C.-A., Boska, E., Motzko, C., Proske, T., and Dehn, F. (2012). Formwork pressure induced by highly flowable concretes - design approach and transfer into practice. *Struct. Concr.* *13*, 51–60.

- Hackley, V.A., and Ferraris, C.F. (2001a). The use of nomenclature in dispersion science and technology (US Department of Commerce, Technology Administration, National Institute of Standards and Technology).
- Hackley, V.A., and Ferraris, C.F. (2001b). Guide to rheological nomenclature: Measurements in ceramic particulate systems (National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, MD, USA).
- Halelfadl, S., Estellé, P., Aladag, B., Doner, N., and Maré, T. (2013). Viscosity of carbon nanotubes water-based nanofluids: Influence of concentration and temperature. *Int. J. Therm. Sci.* *71*, 111–117.
- Hendrickx, R., Roels, S., and Van Balen, K. (2010). Measuring the water capacity and transfer properties of fresh mortar. *Cem. Concr. Res.* *40*, 1650–1655.
- Hot, J. (2013). Influence des polymères de type superplastifiants et agents entraîneurs d'air sur la viscosité macroscopique des matériaux cimentaires. Thèse de doctorat. Université Paris-Est.
- Jarny, S., Roussel, N., Rodts, S., Bertrand, F., Le Roy, R., and Coussot, P. (2005). Rheological behavior of cement pastes from MRI velocimetry. *Cem. Concr. Res.* *35*, 1873–1881.
- Josserand, L., Coussy, O., and de Larrard, F. (2006). Bleeding of concrete as an ageing consolidation process. *Cem. Concr. Res.* *36*, 1603–1608.
- Kee, P.D.D.D., and Chhabra, R.P. (1994). Elastic modulus and yield stress of suspensions. *Rheol. Acta* *33*, 238–240.
- Khayat, K.H. (1998). Viscosity-enhancing admixtures for cement-based materials — An overview. *Cem. Concr. Compos.* *20*, 171–188.
- Khayat, K.H., Omran, A.F., Naji, S., Billberg, P., and Yahia, A. (2012). Field-oriented test methods to evaluate structural build-up at rest of flowable mortar and concrete. *Mater. Struct.* *45*, 1547–1564.
- King, A., and Raffle, J.F. (1976). Studies on the settlement of hydrating cement suspensions. *J. Phys. Appl. Phys.* *9*, 1425.
- Kjeldsen, A.M., Flatt, R.J., and Bergström, L. (2006). Relating the molecular structure of comb-type superplasticizers to the compression rheology of MgO suspensions. *Cem. Concr. Res.* *36*, 1231–1239.
- Kovler, K., and Roussel, N. (2011). Properties of fresh and hardened concrete. *Cem. Concr. Res.* *41*, 775–792.
- Lapasin, R., Longo, V., and Rajgelj, S. (1979). Thixotropic behaviour of cement pastes. *Cem. Concr. Res.* *9*, 309–318.
- Lecompte, T., Perrot, A., Picandet, V., Bellegou, H., and Amziane, S. (2012). Cement-based mixes: Shearing properties and pore pressure. *Cem. Concr. Res.* *42*, 139–147.
- Leroueil, S. (1988). Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent developments in consolidation of natural clays. *Can. Geotech. J.* *25*, 85–107.
- Liddel, P.V., and Boger, D.V. (1996). Yield stress measurements with the vane. *J. Non-Newton. Fluid Mech.* *63*, 235–261.
- Lootens, D., Jousset, P., Martinie, L., Roussel, N., and Flatt, R.J. (2009). Yield stress during setting of cement pastes from penetration tests. *Cem. Concr. Res.* *39*, 401–408.
- Mahaut, F., Mokéddem, S., Chateau, X., Roussel, N., and Ovarlez, G. (2008a). Effect of coarse particle volume fraction on the yield stress and thixotropy of cementitious materials. *Cem. Concr. Res.* *38*, 1276–1285.
- Mahaut, F., Chateau, X., Coussot, P., and Ovarlez, G. (2008b). Yield stress and elastic modulus of suspensions of noncolloidal particles in yield stress fluids. *J. Rheol.* *52*, 287–313.

- Mansoutre, S., Colombet, P., and Van Damme, H. (1999). Water retention and granular rheological behavior of fresh C 3 S paste as a function of concentration. *Cem. Concr. Res.* 29, 1441–1453.
- Marliere, C. (2013). Étude des transferts hydriques en milieu poreux en présence de polymères rétenteurs d'eau : application au mortier. Thèse de doctorat. Université Paris-Est.
- Marliere, C., Mabrouk, E., Lamblet, M., and Coussot, P. (2012). How water retention in porous media with cellulose ethers works. *Cem. Concr. Res.* 42, 1501–1512.
- Morris, P.H., and Dux, P.F. (2010). Analytical solutions for bleeding of concrete due to consolidation. *Cem. Concr. Res.* 40, 1531–1540.
- Nachbaur, L., Mutin, J.C., Nonat, A., and Choplin, L. (2001). Dynamic mode rheology of cement and tricalcium silicate pastes from mixing to setting. *Cem. Concr. Res.* 31, 183–192.
- Neale, G.H., and Nader, W.K. (1973). Prediction of transport processes within porous media: Diffusive flow processes within an homogeneous swarm of spherical particles. *AIChE J.* 19, 112–119.
- Neubauer, C.M., Yang, M., and Jennings, H.M. (1998). Interparticle Potential and Sedimentation Behavior of Cement Suspensions: Effects of Admixtures. *Adv. Cem. Based Mater.* 8, 17–27.
- Nova (2004). *Fondements de la mécanique des sols* (Paris : Hermes Science Publications).
- Ovarlez, G., and Roussel, N. (2006). A Physical Model for the Prediction of Lateral Stress Exerted by Self-Compacting Concrete on Formwork. *Mater. Struct.* 39, 269–279.
- Perrot, A., Lanos, C., Estellé, P., and Melinge, Y. (2006). Ram extrusion force for a frictional plastic material: model prediction and application to cement paste. *Rheol. Acta* 45, 457–467.
- Perrot, A., Rangeard, D., Mélinge, Y., Estellé, P., and Lanos, C. (2009a). Extrusion criterion for firm cement-based materials. *Appl. Rheol.* 19, 53042.
- Perrot, A., Amziane, S., Ovarlez, G., and Roussel, N. (2009b). SCC formwork pressure: Influence of steel rebars. *Cem. Concr. Res.* 39, 524–528.
- Perrot, A., Mélinge, Y., Estellé, P., and Lanos, C. (2009c). Vibro-extrusion: a new forming process for cement-based materials. *Adv. Cem. Res.* 21, 125–133.
- Perrot, A., Lecompte, T., Khelifi, H., Brumaud, C., Hot, J., and Roussel, N. (2012). Yield stress and bleeding of fresh cement pastes. *Cem. Concr. Res.* 42, 937–944.
- Perrot, A., Rangeard, D., Picandet, V., and Mélinge, Y. (2013). Hydro-mechanical properties of fresh cement pastes containing polycarboxylate superplasticizer. *Cem. Concr. Res.* 53, 221–228.
- Perrot, A., Challamel, N., and Picandet, V. (2014a). Poiseuille flow of nonlocal microstructured fluid. *Mech. Res. Commun.* 59, 51–57.
- Perrot, A., Pierre, A., Vitaloni, S., and Picandet, V. (2014b). Prediction of lateral form pressure exerted by concrete at low casting rates. *Mater. Struct.* 1–8.
- Perrot, A., Rangeard, D., Picandet, V., and Serhal, S. (2014c). Effect of coarse particle volume fraction on the hydraulic conductivity of fresh cement based material. *Mater. Struct.* 48:2291–2297.
- Perrot, A., Pierre, A., Vitaloni, S., and Picandet, V. (2014d). Prediction of lateral form pressure exerted by concrete at low casting rates. *Mater. Struct.* 48:2315–2322.
- Perrot, A., Rangeard, D., and Pierre, A. (2015). Structural built-up of cement-based materials used for 3D-printing extrusion techniques. *Mater. Struct.* 1–8.
- Picandet, V., and Ferraris, C. (2008). Etude de la contrainte seuil à l'aide d'une plaque mobile : application aux pâtes de ciment. 43ème Colloq. Groupe Fr. Rhéologie.
- Picandet, V., and Perrot, A. (2009). Perméabilité et consolidation des pâtes de ciment à l'état frais. In XXVIIèmes Rencontres de l'Association Universitaire de Génie Civil, (Saint Malo).

- Picandet, V., Amziane, S., and Tchamba, J.-C. (2005). Study of early age shrinkage, hydraulic pressure and conductivity of cement paste. In CONCREEP 7 Conference, pp. 405–410.
- Picandet, V., Ferraris, C., and De Kee, D. (2007). Novel rheometer to measure yield stress of suspensions. In 5th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, pp. 335–340.
- Picandet, V., Rangeard, D., Perrot, A., and Lecompte, T. (2011). Permeability measurement of fresh cement paste. *Cem. Concr. Res.* 41, 330–338.
- Pierre, A., Perrot, A., Picandet, V., and Guevel, Y. (2015). Cellulose ethers and cement paste permeability. *Cem. Concr. Res.* 72, 117–127.
- Rangeard, D., Perrot, A., Picandet, V., Mélinge, Y., and Estellé, P. (2014). Determination of the consolidation coefficient of low compressibility materials: application to fresh cement-based materials. *Mater. Struct.* 48:1475–1483.
- Reiner, M. (1964). The Deborah Number. *Phys. Today* 17, 62.
- Rochdi, E.H., Picandet, V., and Amziane, S. (2007). Perméabilité des pâtes de ciment à l'état frais. In XXVèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil 2007-Conception et Vie Des Ouvrages.
- Rosquoët, F., Alexis, A., Khelidj, A., and Phelipot, A. (2003). Experimental study of cement grout: Rheological behavior and sedimentation. *Cem. Concr. Res.* 33, 713–722.
- Roussel, N. (2005). Steady and transient flow behaviour of fresh cement pastes. *Cem. Concr. Res.* 35, 1656–1664.
- Roussel, N. (2006a). A thixotropy model for fresh fluid concretes: Theory, validation and applications. *Cem. Concr. Res.* 36, 1797–1806.
- Roussel, N. (2006b). A Theoretical Frame to Study Stability of Fresh Concrete. *Mater. Struct.* 39, 81–91.
- Roussel, N., Stefani, C., and Leroy, R. (2005). From mini-cone test to Abrams cone test: measurement of cement-based materials yield stress using slump tests. *Cem. Concr. Res.* 35, 817–822.
- Roussel, N., Lemaître, A., Flatt, R.J., and Coussot, P. (2010). Steady state flow of cement suspensions: A micromechanical state of the art. *Cem. Concr. Res.* 40, 77–84.
- Roussel, N., Ovarlez, G., Garrault, S., and Brumaud, C. (2012). The origins of thixotropy of fresh cement pastes. *Cem. Concr. Res.* 42, 148–157.
- Shen, L., and Chen, Z. (2007). Critical review of the impact of tortuosity on diffusion. *Chem. Eng. Sci.* 62, 3748–3755.
- Slowik, V., Schmidt, M., and Fritzsche, R. (2008). Capillary pressure in fresh cement-based materials and identification of the air entry value. *Cem. Concr. Compos.* 30, 557–565.
- Smith, R., and Wahls, H. (1969). Consolidation under constant rate of strain. *J. Soil Mech. Found. Div.* 95, 519–538.
- Stone, K.J.L., and Wood, D.M. (1992). Effects of dilatancy and particle size observed in model tests on sand. *SOILS Found.* 32, 43–57.
- Struble, L., and Sun, G.-K. (1995). Viscosity of Portland cement paste as a function of concentration. *Adv. Cem. Based Mater.* 2, 62–69.
- Subramaniam, K.V., and Wang, X. (2010). An investigation of microstructure evolution in cement paste through setting using ultrasonic and rheological measurements. *Cem. Concr. Res.* 40, 33–44.
- Tan, T.S., Wee, T.H., Tan, S.A., Tam, C.T., and Lee, S.L. (1987). A consolidation model for bleeding of cement paste. *Adv. Cem. Res.* 1, 18–26.

- Tattersall, G.H., and Banfill, P.F.G. (1983). *The rheology of fresh concrete* (Pitman Advanced Publishing Program).
- Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics* (New York: John Wiley and Sons).
- Tchamba, J.C. (2008). *Contribution à l'étude expérimentale du comportement des matériaux cimentaires au jeune âge : pression, rhéologie et perméabilité*. Thèse de doctorat. Lorient.
- Tchamba, J.C., Amziane, S., Ovarlez, G., and Roussel, N. (2008). Lateral stress exerted by fresh cement paste on formwork: Laboratory experiments. *Cem. Concr. Res.* 38, 459–466.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics* (New York).
- Toutou, Z., and Roussel, N. (2006). Multi Scale Experimental Study of Concrete Rheology: From Water Scale to Gravel Scale. *Mater. Struct.* 39, 189–199.
- Toutou, Z., Roussel, N., and Lanos, C. (2005). The squeezing test: a tool to identify firm cement-based material's rheological behaviour and evaluate their extrusion ability. *Cem. Concr. Res.* 35, 1891–1899.
- Wallevik, J.E. (2009). Rheological properties of cement paste: Thixotropic behavior and structural breakdown. *Cem. Concr. Res.* 39, 14–29.
- Watanabe, K., Kuroiwa, S., Ono, H., and Tanigawa, Y. (2001). Evaluation of pumpability of high-fluidity concrete. In *Consec 01*, (University of British Columbia, Canada), pp. 1642–1649.
- Yammine, J., Chaouche, M., Guerin, M., Moranville, M., and Roussel, N. (2008). From ordinary rheology concrete to self-compacting concrete: A transition between frictional and hydrodynamic interactions. *Cem. Concr. Res.* 38, 890–896.
- Yan, J., and James, A.E. (1997). The yield surface of viscoelastic and plastic fluids in a vane viscometer. *J. Non-Newton. Fluid Mech.* 70, 237–253.
- Yoshioka, K., Sakai, E., Daimon, M., and Kitahara, A. (1997). Role of Steric Hindrance in the Performance of Superplasticizers for Concrete. *J. Am. Ceram. Soc.* 80, 2667–2671.
- Zhang, M.-H., Ferraris, C.F., Zhu, H., Picandet, V., Peltz, M.A., Stutzman, P., and Kee, D. (2009). Measurement of yield stress for concentrated suspensions using a plate device. *Mater. Struct.* 43, 47–62.
- Zhu, L., Sun, N., Papadopoulos, K., and Kee, D.D. (2001). A slotted plate device for measuring static yield stress. *J. Rheol.* 1978-Present 45, 1105–1122.
- Zingg, A., Holzer, L., Kaech, A., Winnefeld, F., Pakusch, J., Becker, S., and Gauckler, L. (2008). The microstructure of dispersed and non-dispersed fresh cement pastes — New insight by cryo-microscopy. *Cem. Concr. Res.* 38, 522–529.

Chapitre III

Bétons de granulats d'origine végétale

| | | |
|-----------|---|------------|
| 1. | Introduction. | 133 |
| 1.a | Cadre de travail | 133 |
| 1.b | Problématique industrielle | 134 |
| | • Intérêt des granulats d'origine végétale | 134 |
| | • Développement des matériaux de construction « alternatifs » | 134 |
| | • Nécessité d'un cadre normatif adapté | 135 |
| 1.c | Contexte scientifique | 135 |
| 2. | Caractérisation des granulats bio-sourcés. | 137 |
| 2.a | Microstructure des granulats | 137 |
| | • Structure de la tige des plantes à fibres | 137 |
| | • Observation au MEB des particules de chènevotte | 138 |
| | • Teneur en fibre | 139 |
| 2.b | Masses volumiques et porosités, cas de la chènevotte | 139 |
| 2.c | Granulométrie | 140 |
| | • Tamisage | 140 |
| | • Analyse d'image | 141 |
| | ○ Acquisition d'une image numérique | 141 |
| | ○ Détermination de la taille des particules | 142 |
| | • Elongation des particules | 144 |
| | • Distributions de tailles des particules | 145 |
| | ○ Répartition en fraction surfacique (aire projetée) | 146 |
| | ○ Répartition en fraction massique | 146 |
| | • Incidence de la méthode d'analyse (détermination de la largeur) | 149 |
| | • Comparaison avec les distributions obtenues par tamisage | 149 |
| | • Caractérisation de la géométrie des particules | 150 |
| | ○ Elongation moyenne | 150 |
| | ○ Aplatissement moyen | 150 |
| | • Caractérisation minimale des granulométries | 151 |
| | • Modèles de répartitions | 151 |
| | ○ Répartition de type Log-normale | 151 |
| | ○ Répartition de type Rosin-Rammler | 152 |
| | • Ajustement des modèles de distributions | 152 |
| | • Exemples de valeurs caractéristiques | 154 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 2.d | Capacité d'absorption d'eau | 154 |
| 2.e | Compressibilité des granulats en vrac | 155 |
| • | Essais de compression œdométrique pour de faibles contraintes | 156 |
| • | Essais sans confinement radial | 157 |
| • | Essais de compression œdométrique pour de faibles contraintes | 157 |
| 2.f | Caractérisation mécanique du matériau constitutif des granulats | 159 |
| 3. | Etude de la mise en œuvre par compactage | 161 |
| 3.a | Formulations étudiées | 161 |
| 3.b | Etude du procédé de compactage | 163 |
| 3.c | Modélisation du comportement du matériau lors du compactage | 164 |
| • | Conditions aux limites | 164 |
| • | Coefficient de transmission | 165 |
| • | Coefficient de frottement et cohésion | 165 |
| • | Identification des coefficients | 165 |
| 3.d | Analyse des résultats expérimentaux | 166 |
| • | Effet de la teneur en eau sur le seul comportement de la chènevotte | 167 |
| • | Compactage des mélanges chaux-chanvre | 169 |
| 4. | Propriétés des composites chaux-chanvre | 170 |
| 4.a | Caractéristiques mécaniques | 170 |
| • | Méthode de caractérisation | 170 |
| ○ | Compression uniaxiale | 170 |
| • | Evolutions du comportement selon la densité de chènevotte | 170 |
| ○ | Cas des forts dosages en chènevotte | 172 |
| ○ | Cas des faibles fractions volumiques en chènevotte | 173 |
| • | Evolution au cours de la maturation | 173 |
| • | Incidence de la granulométrie | 174 |
| • | Effet de la présence des fibres corticales | 175 |
| 4.b | Conductivité thermique | 176 |
| • | Mesure de la conductivité thermique | 176 |
| • | Extraction des échantillons | 177 |
| • | Anisotropie des éprouvettes confectionnées | 177 |
| • | Anisotropie des conductivités thermiques | 178 |
| ○ | Cas des forts dosages en chènevotte | 179 |
| ○ | Cas des faibles fractions volumiques en chènevotte | 179 |
| 4.c | Perméabilité au gaz | 180 |
| • | Microstructure des bétons de chanvre | 181 |
| • | Observation de la porosité mésoscopique par tomographie | 182 |
| • | Mesure de perméabilité | 183 |
| • | Effet de la contrainte de compactage et de la teneur en chènevotte | 183 |
| • | Relation entre la perméabilité mesurée et la perte en eau des éprouvettes | 184 |
| 5. | Conclusions du chapitre III | 186 |
| 6. | Références bibliographiques du chapitre III | 188 |

1. Introduction.

1.a Cadre de travail

En 2007, l'équipe « Polymères, Propriétés aux Interfaces et Composites » du futur laboratoire LIMATB possédait déjà un domaine d'expertise et un savoir-faire reconnu quant à l'inclusion de fibres végétales dans des matrices polymères organiques pour constituer des biocomposites ou des biopolymères. Le développement de la production agricole de plantes à fibres telles que le lin ou le chanvre passe cependant par la valorisation de l'ensemble de la production. Outre les fibres, qui constituent le principal débouché, les co-produits tels que la chènevotte ou les anas de lin ne sont pas, ou très peu, valorisés alors qu'ils représentent plus de la moitié de la biomasse produite.

C'est dans l'optique d'une synergie de l'utilisation de ces ressources, chanvre et lin, et de nos recherches sur les fibres végétales et les matériaux cimentaires qu'une collaboration avec Christophe Baley s'est initiée et que la première thèse sur le sujet a débuté avec Tai Thu Nguyen (Nguyen, 2010) et s'est poursuivie sur le plan expérimental avec la thèse de Pierre Tronet (Tronet, 2014) et celle d'Alice Youssef actuellement en cours. Parallèlement, une étude des propriétés thermiques et élastiques d'un composite chaux-chanvre modèle avec une faible fraction volumique en chènevotte a été conduite lors des travaux de thèse de Thanh Hùng Phạm (Phạm, 2014) en collaboration avec Philippe Pilvin. Une partie des résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de cette étude sont ici présentés mais les confrontations de ces résultats avec les différentes méthodes d'homogénéisation employées ainsi que les calculs numériques par éléments finis en deux et trois dimensions, ne sont pas développés dans ce rapport.

Ont participé à ce travail, par ordre chronologique : Tai Thu Nguyen, Sofiane Amziane, Christophe Baley, Sylvia Fidelius, Alice Youssef, Thibaut Lecompte, Pierre Tronet, Thanh Hùng Phạm, Philippe Pilvin, Julien Férec, Noël Challamel, ainsi que Patrick Carré, Thibaut Colinart et Jean Costa pour les mesures de conductivité thermique, et Marta Choinska pour les mesures de perméabilité à l'air.

Principales publications associées : (Nguyen et al., 2007), (Nguyen et al., 2008a), (Nguyen et al., 2009), (Nguyen et al., 2010), (Phạm et al., 2013), (Picandet, 2013a), (Tronet et al., 2014), (Youssef et al., 2015), (Picandet et al., 2015).

1.b Problématique industrielle

- ***Intérêt des granulats d'origine végétale***

Les matériaux fabriqués à partir de granulats bio-sourcés, même s'ils semblent avoir toujours existé, constituent une nouvelle voie de développement pour le secteur du bâtiment. Avec des atouts environnementaux, sociaux et économiques, des matériaux alternatifs tels que les bétons de chanvre ou de lin sont potentiellement prometteurs : ils limitent la consommation des granulats minéraux, dont la ressource devient problématique, en Bretagne notamment, tout en offrant de nouveaux débouchés agricoles puisqu'ils valorisent des co-produits jusqu'ici inexploités.

Il s'agit dans tous les cas de valoriser, en tant que granulats pour matériaux de construction, les coproduits issus de la tige qui jusqu'à présent sont peu ou pas utilisés. La culture de ces plantes pour la production exclusive de granulats serait peu avantageuse d'un point de vue économique, comme d'un point de vue environnemental : leur coût demeurerait significatif au regard, par exemple, des granulats minéraux dont les prix augmentent pourtant régulièrement suite à la raréfaction des ressources disponibles, et leur production mobiliserait des terres agricoles à des fins non alimentaires. Dans le cas des plantes à fibres, il est à noter que ce dernier point est compensé par le fait que leur culture participe à une gestion équilibrée des terres et constitue des têtes d'assolements bénéfiques dans le cadre des rotations céréalières.

En service, ces matériaux bio-sourcés présentent des qualités thermiques et sanitaires intéressantes. Leurs propriétés hygroscopiques permettent une meilleure régulation de l'humidité au sein des habitations et un confort accru des occupants. Enfin, la gestion de leurs fins de vie, même si elle n'est pas encore éprouvée, devrait être moins problématique que celle des matériaux traditionnels. Une utilisation en amendement agricole est par exemple envisageable.

- ***Développement des matériaux de construction « alternatifs »***

Le contexte industriel de l'utilisation de ces co-produits agricoles dans les matériaux de construction est assez particulier puisqu'il ne bénéficie pas d'expérience établie en la matière. En effet, l'offre du marché ne satisfaisant pas la demande, ce sont les utilisateurs, artisans ou auto-constructeurs, qui les premiers contribuent au développement de ces techniques. Par un effet " Bottom-up ", les laboratoires de recherche et les industriels du bâtiment s'y intéressent.

Un nombre croissant de maîtres d'œuvre s'y intéresse depuis, mais l'offre peine toujours à suivre la demande, essentiellement par manque de structuration des filières de production. Pour être viable économiquement, le stock de matériaux doit être géré quasiment en flux tendu, sans être trop éloigné des lieux de consommation. Un " pont " industriel nouveau doit donc être établi entre deux secteurs économiques indépendants jusqu'à présent : le monde agricole d'une part et celui du bâtiment d'autre part. Le premier doit assurer des débouchés à ces produits avant d'investir dans de nouvelles techniques agricoles et le second

doit pouvoir disposer de matière première calibrée en quantité suffisante pour assurer une production contrainte par des normes de construction assez précises.

- *Nécessité d'un cadre normatif adapté*

La mise en place de ces filières passe donc par une meilleure définition et caractérisation de cette matière première nouvelle : le granulat végétal, chènevotte ou anas de lin par exemple. La grande capacité d'absorption en eau des granulats et leur importante déformabilité fait qu'une multitude de composites à base de chaux sont réalisables. L'appellation de bétons de chanvre désigne donc des matériaux dont les caractéristiques thermiques mais surtout mécaniques peuvent être très différentes, essentiellement du fait de leurs dosages et de leurs poids volumiques très variables. Afin d'assurer des performances minimales de ces composites, il est donc nécessaire d'assurer un procédé de mise en œuvre qui soit fiable et reproductible en toutes conditions.

Enfin, les propriétés atypiques de ces matériaux de construction font que leur caractérisation elle-même ne relève pas des normes ou protocoles classiquement établis pour des composites liant-granulats minéraux.

1.c Contexte scientifique

A l'image de nombreux thèmes de recherche liés au génie civil, le développement de matériaux de construction composites, liant hydraulique et granulat bio-sourcé, s'inscrit dans un contexte pluridisciplinaire : celui du génie civil étendu en l'occurrence au domaine de la biologie végétale et de sa chimie.

Jusqu'en 2005, peu de publications portent sur ce matériau de construction en cours de développement dont le principal atout est l'isolation thermique et la régulation hygrique de l'habitat. Les travaux de recherche sont alors principalement orientés sur le rôle d'isolant de tels matériaux et la caractérisation hydrique et thermique des bétons de chanvre (Collet, 2004), (Collet et al., 2008), (Samri, 2008), (Evrard, 2008),... La problématique de la caractérisation mécanique apparaît notamment dans le cadre de la préfabrication (Bütschi, 2004), puis ensuite pour des compositions et des modes de mise en œuvre très variables, (Cérézo, 2005) (Sedan, 2007) (Ceyte, 2008) (Elfordy et al., 2008) (Bevan and Woolley, 2008) (de Bruijn et al., 2009). Les caractéristiques mécaniques de ces matériaux sont pourtant très dépendantes de leur composition et de leur mise en œuvre (Nguyen, 2010).

La première partie de chapitre présente les études de caractérisation des granulats et de leurs empilements dans la perspective de mieux maîtriser les formulations de ces bétons. Les études de leurs microstructures, de leurs tailles, de leurs capacités d'absorption et de leurs résistances mécaniques sont présentées (Fidelius, 2008) (Nguyen, 2010) (Picandet, 2013a) (Tronet, 2014) (Phạm, 2014).

Les granulats d'origine végétale, provenant de tiges d'herbacés cultivés pour leurs fibres (chanvre, lin...) sont, de par la structure de la tige de la plante dont ils proviennent, déformables, allongés et très poreux avec une faible masse volumique apparente (Nguyen et

al., 2009) (Picandet, 2013a). Dans le matériau fini, ils ne jouent pas le rôle de squelette rigide à l'instar des granulats minéraux dans les bétons bitumineux ou même hydrauliques, mais sont au contraire très déformables et pour des dosages importants, leur compacité dans le matériau dépend du compactage exercé à la mise en œuvre. Ils peuvent également absorber de grandes quantités d'eau et perturber les éventuelles réactions d'hydratation du liant avec lequel ils sont employés (Diquélou et al., 2015). Le compactage à l'état frais est par conséquent rapidement apparu comme une voie d'optimisation du matériau (Nguyen et al., 2010).

La seconde partie de chapitre s'attache donc à présenter le développement du procédé de mise en œuvre par compactage du matériau ainsi que les paramètres, teneur en eau des granulats et composition des mélanges influençant son efficacité (Tronet et al., 2014) (Tronet, 2014).

Enfin, ces bétons de granulats d'origine végétale, présentent des caractéristiques mécaniques inhabituelles. Notamment pour les bétons compactés à l'état frais, une ductilité inhabituelle apparaît avec un comportement mécanique plus proche de celui des mousses que des bétons de granulats minéraux (Nguyen, 2010) (Tronet, 2014) (Youssef et al., 2015). De plus, les processus de mise en œuvre employés tendent à orienter préférentiellement les particules végétales. Selon leur élancement, une anisotropie significative est alors induite à l'échelle macroscopique (Elfordy et al., 2008) (Nguyen et al., 2010) (Nguyen, 2010) (Tronet, 2014) (Youssef et al., 2015). Cette propriété peut être ensuite exploitée avantageusement dans l'utilisation du matériau, pour bénéficier des meilleures caractéristiques mécaniques, ou de transferts hygrothermiques.

La dernière partie de chapitre a pour but de rassembler les principales méthodes de mesures et résultats expérimentaux obtenus concernant la caractérisation du comportement mécanique et de la conductivité thermique (Nguyen et al., 2010) (Nguyen, 2010) (Tronet, 2014) (Phạm, 2014) ainsi que quelques résultats concernant la perméabilité à l'air (Tronet, 2014) (Picandet et al., 2015) des bétons de chanvre compactés à la mise en œuvre.

La perméabilité du matériau n'est ici abordée qu'à la fin de la dernière partie et de façon assez succincte. De nombreuses investigations restent encore à mener sur le sujet, notamment pour le mettre en relation avec ses propriétés hygrothermiques mais les parties précédentes traitant de la caractérisation des granulats et de leur assemblage sont un préalable nécessaire.

2. Caractérisation des granulats bio-sourcés.

Les granulats d'origine végétale présentent des caractéristiques très différentes des granulats minéraux classiquement employés dans les bétons, pour lesquels des outils et des techniques de caractérisations normés existent.

L'appellation « chènevotte » désigne actuellement des granulats issus de la tige de chanvre qui peuvent être très variés puisqu'ils sont issus de produits agricoles soumis à des aléas climatiques et obtenus à partir de différents procédés post-récolte (Bouloc et al., 2006) (Fidelius, 2008). Les anas de lin présentent quant à eux des caractéristiques peut-être encore plus disparates, du fait notamment d'une plus grande variété d'espèces pouvant être cultivées (Youssef, 2009) (Nguyen, 2010).

La caractérisation de ces granulats, indispensable à la maîtrise de la qualité des matériaux dans lesquels ils sont incorporés, nécessite donc des adaptations aux techniques habituellement employées pour les granulats minéraux, voire la mise au point de nouvelles procédures de caractérisation (Picandet, 2013a).

Après une brève description de la microstructure de ces particules, s'appuyant sur les études en cours sur la valorisation des granulats d'origine végétale tels que la chènevotte, comme celle du comité technique RILEM « 236-BBM (Bio-aggregate-based building Materials) », l'étude spécifique que j'ai pu conduire sur la caractérisation granulométrique est ici illustrée dans le cas de chènevottes.

Des mesures de masse volumique, de compressibilité du granulat en vrac et de compressibilité de la partie boisée dont sont issus les granulats sont également présentées (Nguyen et al., 2009) (Nguyen et al., 2010) (Phạm, 2014). Enfin la capacité d'absorption d'eau de ces granulats est illustrée par un essai basique : le suivi de la teneur en eau de granulats immergés (Fidelius, 2008) (Nguyen, 2010).

2.a Microstructure des granulats

- ***Structure de la tige des plantes à fibres***

La paille de chanvre comme la paille de lin est composée de fibres corticales très longues et peu lignifiées entourant une partie boisée (fibres courtes très lignifiées) au centre de la tige (Crônier et al., 2005), correspondant à la partie ayant véhiculé la sève pendant la période de croissance de la plante. La fibre corticale, riche en cellulose, constitue la principale valeur de ce produit agricole (Bouloc et al., 2006). L'épiderme et les fibres représentent à peine 10 % de la section de la tige, tandis que le xylème, assimilé à la partie boisée, représente plus de 85 % de la section de la tige (Fidelius, 2008). La chènevotte est issue de cette partie de la tige, voir Figure III – 1 a) et b).

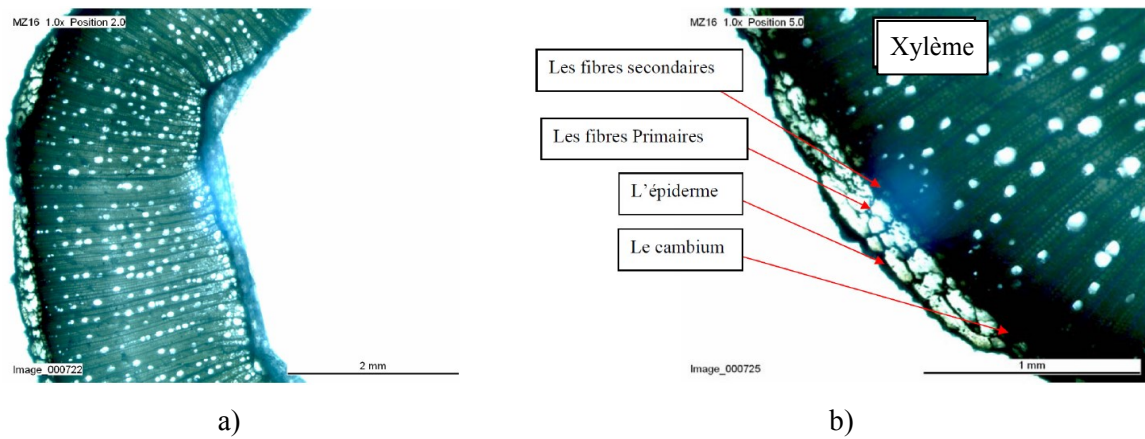


Figure III – 1 : Observation à la loupe trinoculaire de lames minces en coupe transversale d'une tige de chanvre à mi-hauteur

Lors du défibrage, la paille est broyée, à l'aide d'un broyeur à marteaux le plus souvent. La partie boisée est détachée des fibres, et est déchiquetée en petits morceaux pour former de la chènevotte ou des anas de lin. Dans le cas du chanvre, 100 kg de paille récoltés aboutissent à environ 30 kg de fibre, 60 kg de chènevotte et 10 kg de poussière (Bouloc et al., 2006) (Bevan and Woolley, 2008) (de Bruijn et al., 2009).

- **Observation au MEB des particules de chènevotte**

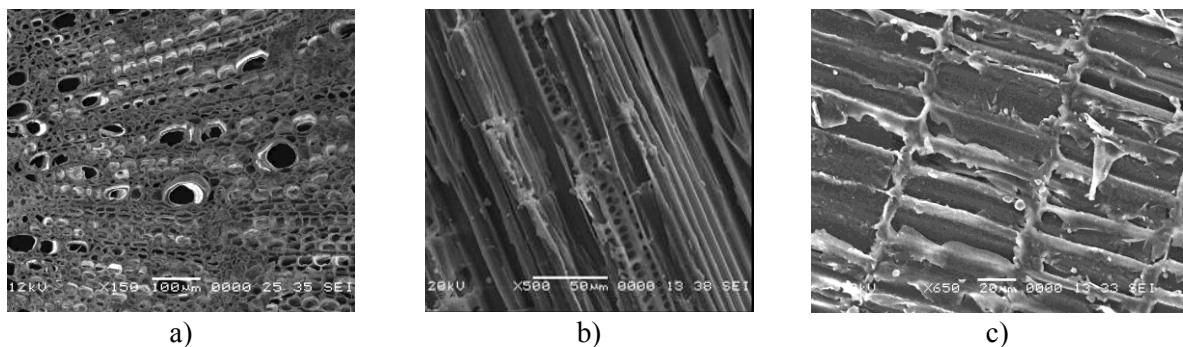


Figure III – 2 : Observations au MEB de la chènevotte :
– a) et coupe transversale – b) coupe longitudinale – c) coupe longitudinale, fort grossissement

Des coupes de la partie boisée de la tige constituant la chènevotte ont été réalisées et observées au MEB (microscope électronique à balayage) à divers grossissements selon le sens longitudinal et transversal de la tige, voir Figure III – 2. Ces observations confirment la très grande porosité de ce matériau et expliquent sa forte capacité d'absorption et de rétention d'eau. Il est constitué de capillaires, formés par les parois cellulaires et orientés longitudinalement (dans le sens de la tige). Leur section est variable, mais ils apparaissent connectés longitudinalement entre eux sur les coupes transversales.

- **Teneur en fibres**

Lorsque la plante est fauchée, elle peut être laissée au sol un temps variable pour que le rouissage facilite le processus de défibrage. L'avancée de ce processus, l'humidité de la paille et les réglages des broyeuses utilisées conditionnent la taille des particules obtenues lors du broyage des pailles (Mani et al., 2004) (Miao et al., 2011). De plus le défibrage réalisé peut être plus ou moins poussé et la teneur en fibres, dans la chènevotte ou les anas de lin, variable.



Figure III – 3 : Chènevotte étudiée disposée dans une coupe de 7 cm de diamètre
– a) Chènevotte complètement défibrée CP – b) Chènevotte partiellement défibrée CF

Deux sortes de chènevotte sont par la suite considérées : une chènevotte issue d'un processus de défibrage poussé avec très peu de fibres résiduelles nommée CP et une autre, issue d'un défibrage partiel comprenant une quantité significative de fibres corticales de faible longueur (inférieure à 4 cm) et nommée CF. Il est très facile de distinguer ces deux chènevottes à l'œil nu comme le montre la Figure III – 2.

2.b Masses volumiques et porosités, cas de la chènevotte

Les masses volumiques et les porosités mesurées sur ces deux types de chènevottes (Nguyen, 2010), « CP » et « CF », présentées en Figure III – 3, sont résumées dans le Tableau III – 1.

| | CP | CF |
|---|------|------|
| ρ_v masse volumique apparente en vrac à l'état sec [kg.m^{-3}] | 112 | 71 |
| ρ_p masse volumique apparente des particules sèches [kg.m^{-3}] | 256 | 256 |
| ρ_s masse volumique apparente de la phase solide [kg.m^{-3}] | 1460 | 1440 |
| ϕ_{total} , porosité totale | 92 % | 95 % |
| ϕ_{intra} , porosité intra granulaire | 82 % | 82 % |
| ϕ_{inter} , porosité inter granulaire | 56 % | 72 % |

Tableau III – 1 : Masses volumiques et porosités des chènevottes étudiées

La masse volumique apparente en vrac à l'état sec est mesurée à partir d'un volume cylindrique de 160 mm de diamètre et de 320 mm de hauteur dans lequel la chènevotte sèche

en vrac est versée par pluivation. D'autres méthodes, plus reproductibles sont aussi proposées par le « RILEM Technical Committee 236-BBM (Bio-aggregate-based building Materials) ».

La masse volumique apparente des particules a été mesurée à partir d'une section droite de tige, dont l'aire a été déterminée par analyse d'image et la hauteur mesurée. Cette valeur, donnée à titre indicatif, est sous-estimée dans la mesure où les particules de chènevotte ont probablement une masse volumique supérieure (Cérézo, 2005) (Ceyte, 2008), du fait des contraintes subies lors du processus de défibrage et de la contrainte de confinement lors de leur conditionnement et manutention en sac de 20 kg. Une valeur de 300 kg.m^{-3} constituerait, en première approche, une valeur plus significative des particules utilisées. Elle diminuerait la porosité intra granulaire mais augmenterait légèrement la porosité inter granulaire reportée dans le Tableau III – 1.

La masse volumique apparente de la phase solide est déterminée au pycnomètre en utilisant du toluène comme liquide d'immersion.

De ces mesures, les porosités suivantes sont déduites :

- la porosité totale : $\phi_{total} = 1 - \rho_v / \rho_s$
- la porosité intra granulaire : $\phi_{intra} = 1 - \rho_p / \rho_s$
- la porosité inter granulaire : $\phi_{inter} = 1 - \rho_p / \rho_v$

Il est à noter que lorsque de longues fibres sont présentes dans la chènevotte, cas de la chènevotte CF, celles-ci occupent une large place dans le volume en vrac et participent grandement à l'augmentation de la porosité intergranulaire.

Même si la masse volumique apparente des particules sèches est probablement sous-estimée, la porosité intra granulaire demeure très importante, et explique la grande capacité d'absorption de ce matériau.

2.c Granulométrie

A ce jour, aucune norme n'encadre la granulométrie de ces granulats bio-sourcés. Ils diffèrent à bien des égards des granulats minéraux traditionnellement employés dans les bétons hydrauliques, plus sphériques, très rigides avec une masse volumique nettement supérieure et pour lesquels des méthodes de caractérisation ont été définies et sont employées dans les normes.

Des méthodes classiques par tamisage et analyse d'image ont été employées et comparées en assumant une forme homothétique des particules et une masse volumique indépendante de leur taille. Cette dernière hypothèse permet une analyse croisée des différents résultats obtenus avec différents échantillons de chènevotte.

• *Tamisage*

Le tamisage effectué sur un matériau sec, afin que les particules les plus fines puissent se détacher des autres ne donne des résultats répétitifs, que si le temps de vibration est prolongé à 30 minutes pour un échantillon de 200 grammes et pour 5 tamis consécutifs

maximum, avec des tamis d'ouvertures carrées normalisées ainsi qu'une tamiseuse mécanique pour l'étude des sols et granulats minéraux (NF ISO 3310.1 – ASTM E-11-95) (Picandet et al., 2012).

L'analyse granulométrique par tamisage assume que toutes les particules sont pratiquement de forme sphérique, et passent à travers une ouverture carrée lorsque leur diamètre est inférieur au côté du carré. Pour des particules aplaties ou allongées, telles que les particules de chènevotte, cette méthode n'est pas la plus appropriée. Les particules peuvent soit passer le tamis dans le sens de leur longueur, voir Figure III – 4, soit être retenues si elles se positionnent en travers de l'ouverture. A partir de plusieurs essais, la précision des résultats, i.e. l'évaluation des refus de chaque tamis, a été évaluée à $\pm 10\%$.

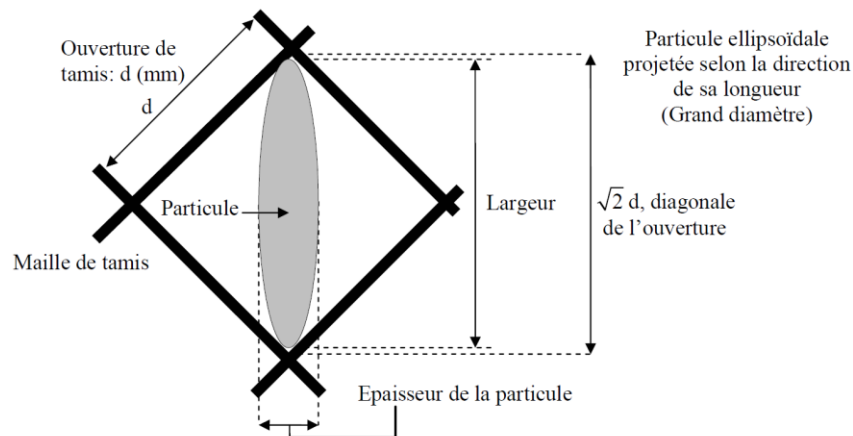


Figure III – 4 : Vue en coupe d'une particule ellipsoïdale passant à travers le tamis dans le sens de sa longueur, et dans le plan d'une diagonale d'une ouverture carrée

En présence de fibres, le tamisage permet de compléter la séparation des fibres de la chènevotte. Celles-ci ont en effet tendance à former des pelotes sur les premiers tamis. Par ailleurs, lorsque la fibre et la chènevotte sont toujours liées, les vibrations du tamis suffisent à les détacher. Généralement, la quantité de fibres des chènevottes testées varie entre 1 et 15 % en masse. Les granulométries présentées ensuite ne prennent pas en compte ces fibres libres. Néanmoins, une observation minutieuse des granulats montre qu'une petite quantité de fibres courtes peut demeurer attachée à quelques particules de chènevotte.

- **Analyse d'image**

Cette méthode requiert un échantillonnage de qualité dans la mesure où seulement une quantité limitée de matériaux peut être raisonnablement analysée. Une méthode classique par quartage doit alors être appliquée à partir de volumes représentatifs (sac de 20 kg de chènevotte par exemple) et être répétée autant de fois que nécessaire. La représentativité de l'échantillon analysé est l'élément clé garantissant la pertinence des résultats produits.

- *Acquisition d'une image numérique*

L'analyse d'image est basée sur une observation en deux dimensions, de particules étalées sur une surface plane. L'utilisation d'un scanner (tels que ceux utilisés en bureautique)

présente l'avantage d'éviter la distorsion de l'image contrairement aux appareils photo. Le scanner permet d'acquérir une image en niveau de gris 8 bits qui peut être traitée par un logiciel d'analyse d'image tels que les logiciels « Image Tool® » ou « ImageJ® » (Ferreira and Rasband, 2012) accessibles gratuitement en ligne.

Les particules doivent être étalées de façon à éviter qu'elles se superposent ou se touchent. Une procédure d'étalement assez dispersée nécessite un plus grand nombre d'images à analyser mais facilite cette tâche. Comme les chènevottes étudiées sont de couleur claire, un fond de couleur sombre est adopté dans le but d'obtenir un maximum de contraste voir Figure III – 5 a). L'image traitée a une résolution de 600 DPI ou ppp (points par pouce) sur l'axe vertical comme horizontal. Cela correspond à un facteur d'échelle constant de 0,0423 mm par pixel.

L'analyse requiert une image binarisée, qui nécessite un seuillage préalable en niveau de gris pour être réalisée, voir Figure III – 5 b). La sélection d'un seuillage approprié est l'étape la plus délicate de cette méthode. Il doit couvrir le plus précisément la surface des objets à détecter. Un seuillage mal adapté peut contribuer à augmenter artificiellement la taille des objets et par la suite surestimer ou sous-estimer de façon sensible (selon que le fond soit sombre ou clair) la taille relative des plus petits objets détectés (Igathinathane et al., 2009a) (Nguyen, 2010) (Picandet, 2013b). Par la suite, seules les particules avec une aire supérieure à 0.1 mm² (i.e. les objets représentés par au moins 56 pixels) sont prises en compte pour l'analyse granulométrique.

D'autres opérations de traitement peuvent également être réalisées en vue de préparer les images avant analyse. Parmi elles, une opération consistant à produire une érosion d'un nombre donné de pixels suivie d'une opération de dilatation de l'objet par l'ajout d'un même nombre de pixels sur le pourtour de l'objet, permet d'éliminer les poussières et les fibres qui ne sont pas représentatives des particules de chènevotte à identifier. Cette opération, désignée comme une opération d'ouverture, conduit à décroquer des cavités séparées par de fines parois éventuellement contenues dans les objets. A titre d'exemple, son effet pour effacer les fibres liées à la particule est illustré en Figure III – 5 c) pour une épaisseur de 2 pixels.

○ *Détermination de la taille des particules*

L'observation de différentes natures de pailles broyées montre que les particules qui en résultent ont des formes irrégulières et anguleuses dues à la microstructure de la plante orientée dans l'axe de la tige et à l'action de déchiquetage que peuvent par exemple engendrer les broyeurs à marteaux. Dans ce cas de figure, les formes des particules les plus fines tendent alors à être de type polygonal convexe tandis que les formes des particules les plus grosses tendent à se diversifier pour comprendre des particules non convexes (Bitra et al., 2009a).

L'analyse d'image permet d'accéder à bien plus d'informations que le tamisage. Pour chaque particule détectée, l'aire projetée, et le périmètre de l'aire projetée sont mesurés directement et enregistrés. D'autres données plus élaborées, telle que l'aire convexe minimum entourant l'objet, voir Figure III – 5 d), permettent de définir différents critères de formes. Parmi eux, le rapport de convexité, χ , appelé aussi « convexity ratio » ou « solidity » (Mora and Kwan, 2000), défini comme l'aire projetée de l'objet sur l'aire convexe entourant l'objet, est révélateur de la forme des particules. Des particules parfaitement convexes ont un rapport de convexité de 1. Il est ainsi possible de qualifier de non convexes toutes les particules ayant

un rapport de convexité inférieur à 2/3 et de les écarter de l'analyse, mais l'influence d'une telle mesure sur la caractérisation de la distribution granulométrique est négligeable (Picandet, 2013a), notamment parce qu'il n'existe pas d'évolution de la convexité des particules avec leur taille.

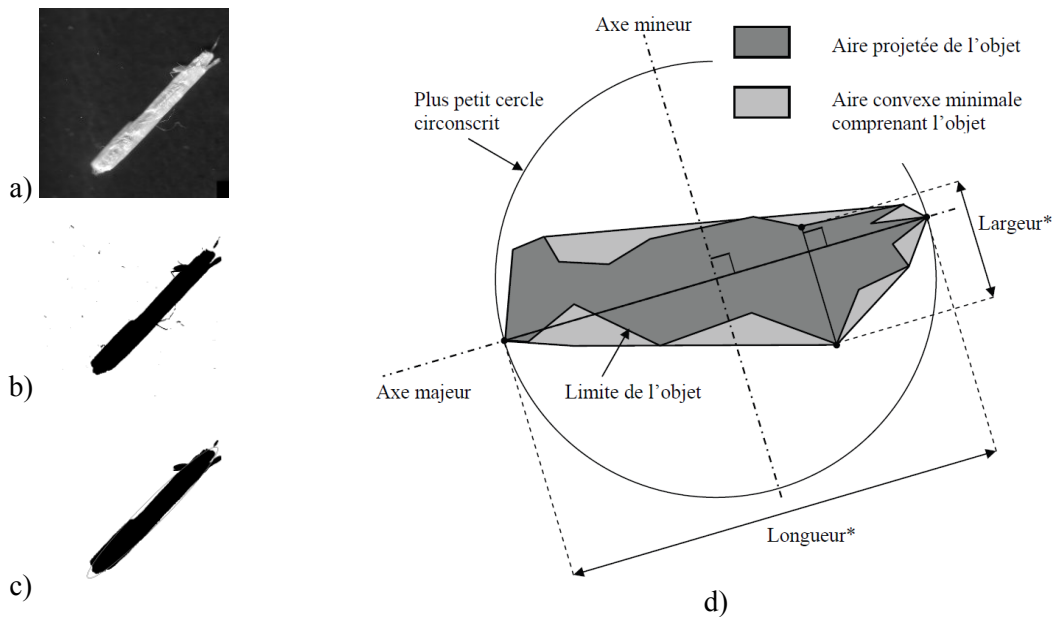


Figure III – 5 : – a) Image scannée en niveau de gris d'une particule de chènevotte d'environ 20 mm
 – b) Image après seuillage,
 – c) Image après opération d'ouverture de 2 pixels puis ajustement d'une ellipse à l'objet
 – d) Evaluation de l'aire convexe et du diamètre maximal de Férét de l'objet identifié

Ensuite les mesures des longueurs et largeurs de ces particules peuvent être sujettes à différentes définitions selon la représentativité des dimensions de l'objet à analyser. Dans le cas de particules végétales, longueur et largeur peuvent être mesurées directement à partir du diamètre maximal de Férét (i.e. diamètre du plus petit cercle entourant l'objet dans sa totalité) définissant l'axe majeur de l'objet (i.e. longueur de la plus longue ligne pouvant être tracée à travers l'objet 2D) et dont l'orientation définit l'axe majeur de ce dernier.

La largeur peut être définie comme la longueur maximale selon l'axe mineur, perpendiculairement à l'axe majeur (Image Tool). Cette méthode conduit à une surestimation avec des formes rectangulaires puisque ce sont les diagonales qui sont identifiées comme les longueurs. Cependant, la surestimation des longueurs s'applique alors dans les mêmes proportions aux largeurs, si bien que l'élongation des particules (i.e. rapport longueur sur largeur des particules), paramètre étudié par la suite, demeure identique, quelle que soit la méthode de détermination employée. La largeur peut aussi être définie comme le diamètre minimal de Férét (Ferreira and Rasband, 2012), i.e. distance minimale entre deux droites (ou plans) parallèles encadrant l'objet ou bien encore comme la largeur du rectangle (ou parallélépipède) le plus étroit contenant l'objet, voir Figure III – 6.

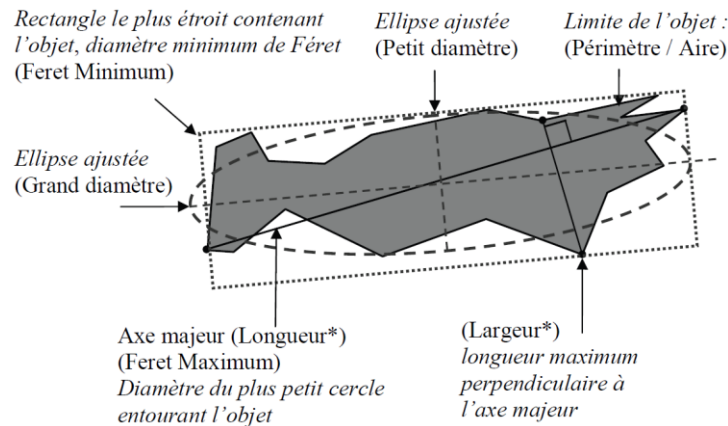


Figure III – 6 : Longueurs et largeurs analysées

D'autres méthodes existent afin d'ajuster des formes géométriques de base (rectangles, ellipses, triangles, polygones,...) sur les objets détectés (Bitra et al., 2009b) pour en déterminer leur longueur, leur largeur et d'autres paramètres de forme. Parmi celles-ci, dans le cas de chènevotte, une ellipse peut être ajustée de telle manière que son centre de gravité corresponde avec celui de l'objet et que son aire projetée soit identique à celle de l'objet voir Figure III – 5 c). La longueur et la largeur de l'objet sont alors définies respectivement selon le grand et le petit rayon des ellipses ajustées, voir Figure III – 6. Cette méthode permet de gommer une partie des protubérances des objets analysés engendrées par les fibres liées aux particules, voir Figure III – 7.

Ces fibres rémanentes au processus de défibrage ne représentent qu'un faible volume au regard des particules boisées. Elles sont courtes, souples, et ont une incidence limitée dans l'optimisation des empilements ou des écoulements granulaires.



Figure III – 7 : Particules de chènevotte après binarisation de l'image, classées en fonction du biais croissant dans l'analyse que pourraient engendrer les protubérances dues au déchiquetage et aux fibres liées rémanentes.

- **Elongation des particules**

Parmi les caractéristiques mesurées, l'élongation semble primordiale puisqu'elle va conditionner l'orientation de l'arrangement granulaire puis l'anisotropie des matériaux finis. Elle peut être représentée en fonction de l'aire projetée de chaque particule dans le cas où les longueurs sont évaluées à partir des diamètres des ellipses ajustées, voir Figure III – 8. Le nuage de points est principalement rassemblé autour d'une droite horizontale désignant un rapport longueur sur largeur constant.

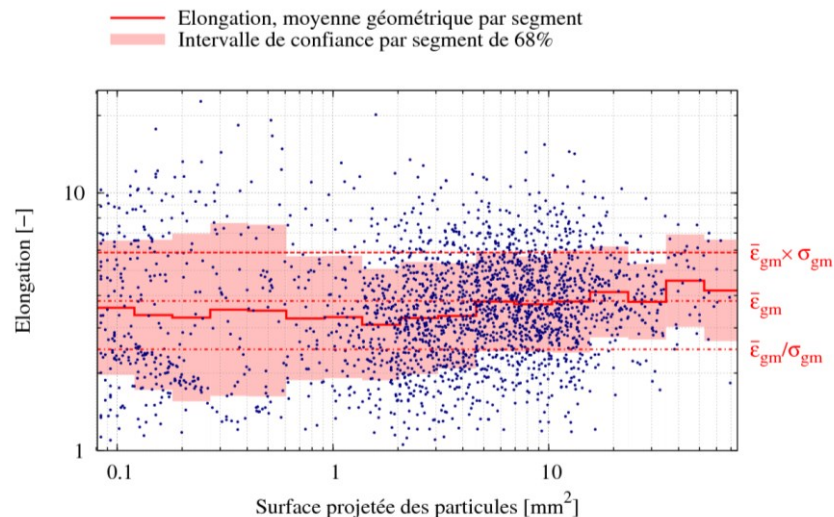


Figure III – 8 : Elongations des particules de chènevotte évaluées suivant l'ajustement d'une ellipse sur l'aire projetée

Globalement, deux catégories de particules peuvent apparaître : la première constitue le groupe des particules fines ou poussières et le second celui des particules de chènevotte en tant que telles, pour des aires projetées supérieures à $0,08 \text{ mm}^2$. Le groupe des particules fines, avec une aire projetée inférieure à $0,5 \text{ mm}^2$ contient des fibres courtes (inférieures à 5 mm). Ces particules augmentent sensiblement l'élongation moyenne des particules comprises dans les intervalles d'aire projetée les plus faibles.

Pour une élongation en échelle logarithmique, les points semblent répartis selon une loi normale. Dans ces figures, nous avons donc considéré la moyenne géométrique de l'élongation de chaque particule pondérée par son aire, noté $\bar{\varepsilon}_{gm}$, et l'écart type correspondant noté σ_{gm} afin de calculer les intervalles de confiance pour les différents segments d'aire projetée considérés.

Globalement, il n'apparaît pas d'évolution significative de l'élongation avec l'aire projetée des particules. La valeur moyenne de cette élongation est typiquement proche de 4 pour la chènevotte avec un écart type géométrique de l'ordre de 1,5. L'incidence de la méthode d'analyse dimensionnelle des particules sur le résultat de l'évaluation des particules est mineure. Avec des particules de forme rectangulaire, l'ajustement d'une ellipse conduit à une surestimation des longueurs et des largeurs dans des proportions identiques, si bien que l'élongation mesurée des particules, ε , demeure identique.

- **Distributions de tailles des particules**

Un échantillon de 4g de chènevotte « CP » comprend typiquement plus de 2300 particules dont la surface projetée est supérieure à $0,1 \text{ mm}^2$ (Picandet et al., 2012). Les Figure III – 9 et Figure III – 10 montrent que, les distributions de taille sont unimodales, comme pour la plupart des particules issues de tiges de plantes par un processus de broyage similaire (Bitra et al., 2009a). Quelle que soit la méthode d'analyse employée, la détermination de la longueur des particules aboutit à des résultats quasiment identiques. Les largeurs sont, elles,

sensiblement différentes. Dans l'hypothèse où celles-ci conduisent toutes à une légère surévaluation étant donné la morphologie des particules analysées, la méthode considérant la largeur égale au petit diamètre de l'ellipse ajustée est adoptée, dans le but de caractériser par la suite les distributions observées.

Plusieurs types de distribution, ou densité de probabilité, de taille des particules peuvent être déduites à partir de ces essais selon qu'elles soient réparties en fonction de : leur nombre ou leur fréquence, leur aire projetée ou leur volume. La répartition en fréquence n'est pas pertinente dans le cadre de nos applications et est très sensible au seuil de détection des plus fines particules (Picandet, 2013a).

○ *Répartition en fraction surfacique (aire projetée)*

Avec A_i , l'aire projetée de la particule i , la répartition en cumulé passant peut être directement calculée à partir de la somme des aires projetées de n particules ordonnées par taille croissante pour un nombre total de N particules détectées dont l'aire cumulée est, A_T . La répartition cumulée par taille croissante, $P_A(X \leq x_n)$, analogue au « cumulé passant » obtenu par tamisage, peut donc s'écrire :

$$P_A(X \leq x_n) = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i \quad (\text{III} - 1)$$

Avec X la taille considérée des particules et $P_A(X \leq x_n)$ la proportion de l'aire projetée des particules de taille inférieure à la $n^{\text{ième}}$ particule de taille x_n . Les répartitions cumulées $P_A(X \leq x_n)$ et les distributions de tailles selon l'aire des particules sont par la suite annotées (A%), tandis que celles en fréquence sont notées (N%) en Figure III – 9.

Cependant, les courbes granulométriques sont habituellement tracées à partir d'une répartition selon la masse (M%).

○ *Répartition en fraction massique*

Si M_i est la masse de la particule i , la répartition $P_M(X \leq x_n)$ est directement calculée à partir de la masse cumulée des n particules, les plus petites passant un tamis de taille donnée sur un total de N particules dont la masse totale est M_T . Dans le but de comparer les résultats obtenus par tamisage et par analyse d'image, cette répartition du type $P_M(X \leq x_n)$ doit être considérée dans les deux cas. Si la densité apparente des particules est indépendante de leurs dimensions, $P_M(X \leq x_n)$ peut aussi s'écrire selon le volume V_i de chaque particule et leur volume total V_T , voir équation (III – 2). En supposant que les particules aient des formes similaires, e_i désigne l'épaisseur moyenne de chaque particule, ou leur troisième dimension (inaccessible par analyse d'image en 2D), le volume de chaque particule peut être considéré comme le produit de son aire projetée, A_i , par son épaisseur moyenne e_i :

$$P_M(X \leq x_n) = \frac{1}{M_T} \sum_{i=1}^n M_i = \frac{1}{V_T} \sum_{i=1}^n V_i \cong \frac{\sum_{i=1}^n e_i A_i}{\sum_{i=1}^N e_i A_i} \quad (\text{III} - 2)$$

De nombreuses études complémentaires peuvent être réalisées, mais l'épaisseur e_i de chaque particule ne peut pas être estimée aisément. Comme les particules sont librement étalées sur un plan, il peut être supposé que cette épaisseur moyenne soit plus faible que la

largeur de chaque particule. L'épaisseur de la partie boisée dans la tige varie sensiblement, selon les conditions climatiques, la date de récolte et la densité de plantation (Shahin et al., 2006), puis selon la hauteur dans la tige (Khan et al., 2010), en croissant de l'apex vers la base. Cependant, le processus de défibrage s'applique à l'ensemble de la paille récoltée en produisant un broyage multidirectionnel. Comme observé pour différentes pailles broyées, la forme générale des particules ne semble pas affectée par le diamètre des tiges broyées (Nguyen, 2010) (Igathinathane et al., 2009a) tandis que la taille des particules produites dépend essentiellement du processus de broyage lui-même et des réglages effectués (Bitra et al., 2009a). Comme le montre la Figure III – 8, le rapport moyen d'élongation des particules est globalement indépendant de l'aire projetée des particules. Cette constatation peut être supposée étendue dans la troisième dimension : l'aplatissement, c'est-à-dire le rapport moyen de la largeur sur l'épaisseur moyenne, $\bar{\Phi} = e_i/l_i$, peut aussi raisonnablement être supposé constant (Picandet, 2013a).

Si les particules ont une masse volumique identique, avec une forme similaire quelle que soit leur taille, c'est-à-dire qu'elles sont globalement homothétiques et que leur volume V_i peut être approché par $\bar{\Phi} A_i l_i$, la répartition selon la masse des particules peut être déduite à partir de l'aire projetée A_i et de la largeur l_i des particules par la relation suivante :

$$\frac{e_i}{l_i} \cong \bar{\Phi} (const.) \Rightarrow P_M(X \leq x_n) \cong \frac{\sum_{i=1}^n l_i A_i}{\sum_{i=1}^N l_i A_i} \quad (\text{III} - 3)$$

C'est en considérant cette hypothèse que les répartitions cumulées $P_M(X \leq x_n)$ et les distributions de tailles selon la masse des particules annotées (M %) sont calculées.

Il est à noter que la répartition cumulée $P_M(X \leq x_n)$ ne dépend ni de la valeur de masse volumique apparente des particules, ρ_P , ni de l'aplatissement $\bar{\Phi}$.

Comme $P_M(X \leq x_n)$ est sensible aux particules les plus grosses, cette répartition peut être assez différente de $P_A(X \leq x_n)$ dans le cas d'une distribution étalée. Il est intéressant de remarquer que si toutes les particules avaient la même épaisseur, l'approximation de la répartition cumulée selon la masse, $P_M(X \leq x_n)$, définie par l'équation (III – 2) serait équivalente à $P_A(X \leq x_n)$ définie par l'équation (III – 1).

La Figure III – 9 illustre le décalage observé entre les répartitions cumulées des largeurs et des longueurs, selon le nombre de particules (N%), leur aire projetée cumulée (A%) ou leur masse supposée cumulée (M%).

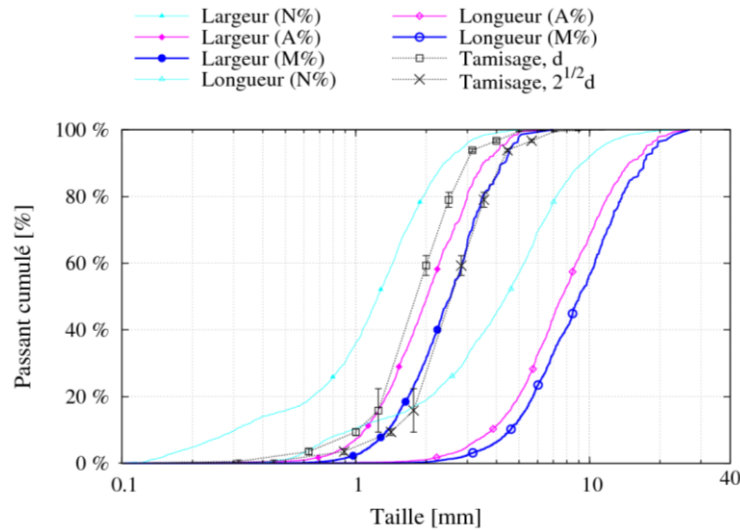


Figure III – 9 : Répartition granulométrique de la chènevotte “CP” obtenue par tamisage, en considérant l’ouverture d et $2^{1/2}d$ des tamis et répartitions en fréquence (N%), en fraction surfacique (A%) et fraction massique (M%) des longueurs et largeurs des particules de chènevotte évaluées selon l’ajustement d’ellipses sur les aires projetées des particules.

Par ailleurs, les distributions normalisées de taille des particules représentées en Figure III – 10 confirment le caractère unimodal des distributions en fractions surfacique (A%) et massique (M%) pour la largeur comme pour la longueur des particules.

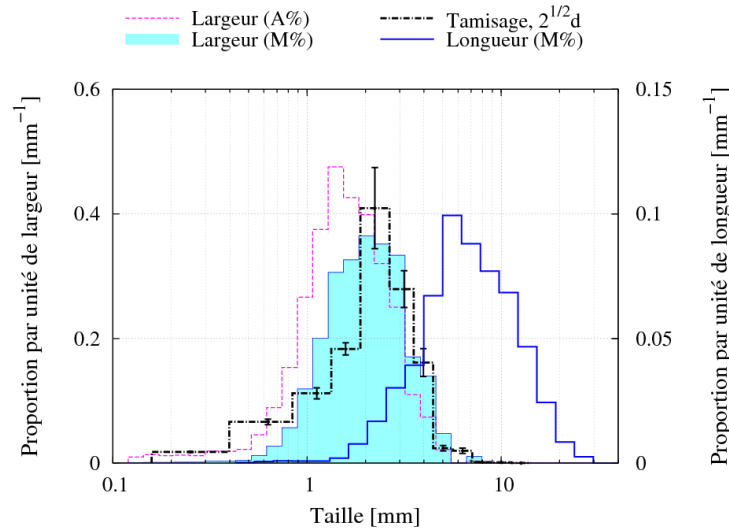


Figure III – 10 : Distribution granulométrique de la chènevotte “CP” obtenue par tamisage, en considérant la longueur de la diagonale des ouvertures carrées des tamis, $2^{1/2}d$, et distribution en fraction surfacique (A%) des largeurs, et en fraction massique (M%) des largeurs et longueurs obtenues par analyse d’image à partir des dimensions évaluées selon l’ajustement d’ellipses sur les aires projetées des particules.

- ***Incidence de la méthode d'analyse (détermination de la largeur)***

La mesure de la longueur et de la largeur de ces particules peut être sujette à différentes définitions selon la représentativité des dimensions accordées à l'objet à analyser voir Figure III – 6. Les deux méthodes d'analyses aboutissant aux résultats les plus différents sont comparées avec les mêmes images sur un autres échantillon de chènevotte (Picandet et al., 2012). Les répartitions de longueurs et largeurs sont présentées et comparées en Figure III – 11.

1) diamètre maximal et minimal de Féret, c'est-à-dire la distance minimale entre deux droites (ou plans) parallèles encadrant l'objet, dénommée « Féret ».

2) grand et petit diamètre d'une ellipse ajustée de telle manière que son centre de gravité corresponde avec celui de l'objet et que son aire projetée soit identique à celle de l'objet, dénommée « Ellipse » (Ferreira and Rasband, 2012).

Il apparaît clairement que la répartition de la longueur est très peu sensible à la méthode d'analyse utilisée. Les largeurs sont, quant à elles, plus sensibles à la méthode d'analyse utilisée. Ce point fait d'ailleurs l'objet de différents développements selon la nature des particules étudiées, notamment dans le cas de différentes graines (Igathinathane et al., 2009b). Dans le cas de chènevotte, l'écart constaté est cependant relativement réduit et cet écart est comparable pour les deux types de répartition représentés en Figure III – 11, selon les fractions surfacique (A %) et massique (M %).

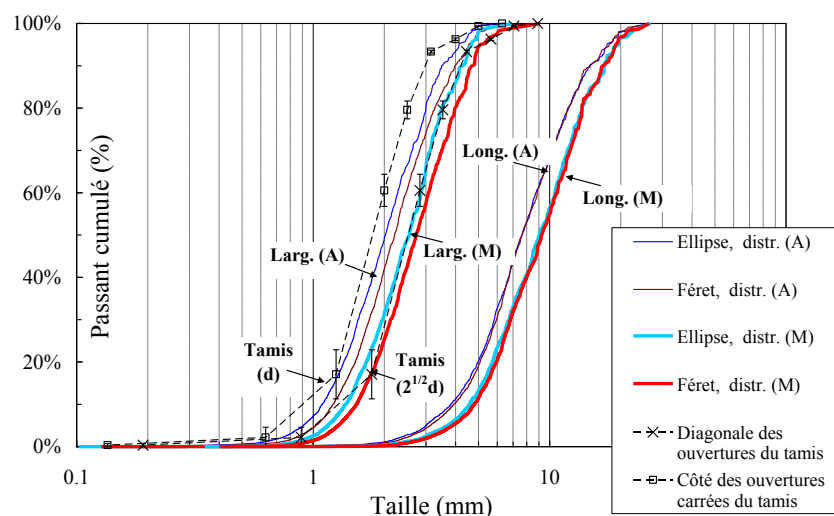


Figure III – 11 : Répartition des longueurs et largeurs déterminées selon les méthodes de Féret et par ajustement d'ellipse selon ImageJ.

- ***Comparaison avec les distributions obtenues par tamisage***

Comme déjà présentées dans les Figure III – 9, Figure III – 10, et Figure III – 11, les répartitions cumulées des particules sont globalement plus proches de la courbe de passant cumulé obtenue par tamisage, en considérant la largeur, plutôt que la longueur. Cela confirme que les particules ont la capacité de passer les tamis en s'orientant perpendiculairement à celui-ci, voir Figure III – 4, et que le calibrage de la chènevotte lors du tamisage des particules

s'effectue principalement selon la largeur plutôt que selon la longueur. Dans ce cas, seules les particules dont la largeur est supérieure à $2^{1/2}d$ sont alors retenues par le tamis d'ouverture d .

- **Caractérisation de la géométrie des particules**

- *Elongation moyenne*

L'élongation des particules peut conduire à une anisotropie du matériau du fait de l'orientation préférentielle qu'engendre généralement leur mise en œuvre, et du fait de l'orientation de la microstructure et de la porosité au sein de ces particules. Au regard de leurs volumes respectifs, c'est l'élongation des plus grosses particules qui aura davantage d'incidences sur les propriétés générales du matériau. L'élongation moyenne des particules, $\bar{\varepsilon}$, doit donc être pondérée par le volume de chaque particule et peut s'écrire de la façon suivante :

$$V_i \cong \bar{\Phi} l_i A_i \Rightarrow \bar{\varepsilon} = \frac{\sum_{i=1}^N V_i \frac{L_i}{l_i}}{\sum_{i=1}^N V_i} \cong \frac{\sum_{i=1}^N L_i A_i}{\sum_{i=1}^N l_i A_i} \quad (\text{III} - 4)$$

Les estimations de longueurs sont quasiment identiques quelle que soit la méthode d'analyse, tandis que pour la largeur, les estimations présentent une légère différence, voir Figure III – 11.

Par conséquent, pour l'échantillon de chènevotte considéré, l'élongation moyenne varie de 3,93 (ajustement d'ellipse) à 3,65 (diamètres de Feret). Les moyennes géométriques de l'élongation sont très proches de ces valeurs pour chacun des cas avec un écart type associé inférieur à 1,54.

- *Aplatissement moyen*

Le rapport moyen de l'épaisseur des particules sur leur largeur, $\bar{\Phi}$, peut être considéré comme un indicateur d'aplatissement des particules. Il peut être évalué si la masse ou le volume total des particules analysées est connu (Kwan et al., 1999) :

$$\bar{\Phi} = \frac{V_T}{\sum_{i=1}^N l_i A_i} = \frac{M_T}{\rho_P \sum_{i=1}^N l_i A_i} \quad (\text{III} - 5)$$

Dans notre cas, la masse de l'échantillon est connue et la masse volumique apparente des particules ρ_P peut être estimée (Ceyte, 2008) (Nguyen, 2010). Si l'on considère la masse volumique apparente des particules ρ_P à environ 300 kg/m³ (Phạm, 2014) dans le cas étudié, $\bar{\Phi} \cong 1/3$ si les dimensions sont estimées à partir des ellipses ajustées. Dans la mesure où les largeurs estimées diffèrent légèrement selon la méthode d'analyse considérée, la valeur de $\bar{\Phi}$ sera légèrement plus faible lorsque les largeurs seront estimées plus importantes.

- **Caractérisation minimale des granulométries**

La moyenne arithmétique de la taille (largeur ou longueur) des particules, pondérée par leur aire ou leur masse, ainsi que l'écart type associé peuvent être employés pour caractériser globalement la granulométrie. Les degrés normalisés d'asymétrie et d'écrasement (Kurtosis) relatifs aux moments de distribution du troisième et quatrième ordre peuvent aussi être calculés.

Cependant, dans la mesure où les répartitions peuvent être approchées par une loi normale selon une échelle de taille logarithmique, la moyenne géométrique pondérée X_{gm} et son écart type associé, σ_{gm} , définis dans les équations suivantes, semblent plus pertinents pour la caractériser, comme dans le cas de nombreuses distributions de tailles de particules issues du broyage de différentes tiges de plantes herbacées (Bitra et al., 2009a), (Bitra et al., 2009b) (Miao et al., 2011) ou de poussières organiques (Igathinathane et al., 2009b) :

$$X_{gm} = \exp \left[\frac{\sum M_i \ln(x_i)}{\sum M_i} \right] \quad (\text{III} - 6)$$

et

$$\sigma_{gm} = \exp \sqrt{\frac{\sum M_i [\ln(x_i) - \ln(X_{gm})]^2}{\sum M_i}} \quad (\text{III} - 7)$$

Des méthodes dites “graphiques” peuvent également être employées sur la base de différentes fractions représentatives de passants cumulés (D_{30} , D_{50} , D_{95} ,...) (Folk, 1974).

- **Modèles de répartitions**

Le maximum d'informations peut être obtenu si un modèle de répartition est ajusté à la distribution granulométrique étudiée (Djamarani and Clark, 1997). Différentes lois basées sur des variables semi-infinies existent. Habituellement, des modèles basiques à deux paramètres, l'un relatif à la taille moyenne et l'autre à l'étendue de la distribution, sont utilisés.

- *Répartition de type Log-normale*

Etant donné le caractère unimodal des distributions présentées et apparemment symétriques selon une échelle logarithmique de taille, la loi Log-Normale apparaît évidente comme première approche (Limpert et al., 2001). Sa fonction de répartition des longueurs X s'écrit comme suit :

$$P_{LogN}(X \leq x) = \frac{1}{2} \left[1 + \operatorname{erf} \left(\frac{\ln(x) - \mu}{\sigma \sqrt{2}} \right) \right] \quad (\text{III} - 8)$$

où μ et σ sont les paramètres à identifier et $\operatorname{erf}(x)$ désigne la fonction d'erreur de Gauss. Il est à noter que e^μ et e^σ représentent réciproquement la moyenne géométrique pondérée, et l'écart type, associé, pouvant être aussi tous deux calculés de manière discrète à partir du fichier de données de l'ensemble des particules identifiées, et dénommées X_{gm} et σ_{gm} .

La densité de probabilité de cette fonction de répartition s'écrit aussi :

$$P_{LogN}(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\left(\frac{\ln(x) - \mu}{\sigma\sqrt{2}} \right)^2 \right] \quad (\text{III} - 9)$$

Le mode, $Mode_{Log.N}$, ou valeur dominante (c'est-à-dire la valeur la plus représentée de la taille considérée dans la population d'objets étudiés) est obtenue à partir du maximum de cette dernière fonction : $Mode_{Log.N} = e^{(\mu - \sigma^2)}$ et la moyenne arithmétique de la taille, ou l'espérance de celle-ci, $E_{Log.N}$ est telle que $E_{Log.N} = e^{(\mu + \sigma^2/2)}$.

○ *Répartition de type Rosin-Rammler*

Lorsque la répartition de taille concerne des particules ou fragments obtenus par broyage, l'un des modèles les plus utilisés dans la littérature est également celui de Rosin–Rammler (Djamarani and Clark, 1997), notamment dans le cas de biomasse, (Allaire and Parent, 2003) (Allaire and Parent, 2004) (Bitra et al., 2009b) (Bitra et al., 2011) dont la fonction de répartition, identique à celle de Weibull, permet de mieux représenter les distributions dissymétriques (Rosin and Ramler, 1933) :

$$P_{RR}(X \leq x) = 1 - \exp \left[-\left(\frac{x}{\lambda} \right)^k \right] \quad (\text{III} - 10)$$

où λ et k sont des constantes relatives respectivement à la dimension du 63,2^{ième} percentile de la fonction de répartition et au resserrement de la distribution. Cette fonction de répartition a l'avantage de présenter une fonction réciproque permettant de calculer directement les dimensions correspondant à une fraction cumulée donnée :

$$x = -\lambda \ln \left[1 - P_{RR}(X \leq x) \right]^{1/k} \quad (\text{III} - 11)$$

La taille médiane des particules $D_{RR}(50)$ correspond à $P_{RR}(X \leq x) = 50 \%$ et est égale à $\lambda \ln(2)^{1/k}$ mm. La densité de probabilité dérivée de la fonction de répartition de Rosin–Rammler peut s'écrire :

$$P_{RR}(x) = \frac{k}{\lambda} \left(\frac{x}{\lambda} \right)^{1/k} \exp \left[-\left(\frac{x}{\lambda} \right)^k \right] \quad (\text{III} - 12)$$

Le mode de cette distribution, $Mode_{RR}$ vaut $\lambda(1-1/k)^{1/k}$ et la moyenne arithmétique de la taille, ou l'espérance de celle-ci, E_{RR} , est telle que $E_{RR} = \lambda\Gamma(1+1/k)$ où $\Gamma(x)$ désigne la fonction gamma.

• *Ajustement des modèles de distributions*

Les deux modèles de répartitions précités peuvent être facilement ajustés aux répartitions en fraction surfacique ou volumique, voir Figure III – 12. Ils encadrent chacune des répartitions, en largeur ou en longueur. Les répartitions sont globalement mieux représentées par une loi log-normale, en particulier pour les plus faibles. Ces deux modèles peuvent également être ajustés pour les données obtenues par tamisage, mais avec un nombre

bien plus réduit de points. Selon une méthode des moindres carrés, le coefficient de corrélation R^2 est mentionné dans chacun des cas étudiés, voir Tableau III – 2. Les valeurs déduites des paramètres de ces modèles permettent ainsi de caractériser dans son ensemble, avec une assez bonne précision, la répartition granulométrique étudiée (Picandet et al., 2012), (Picandet, 2013a).

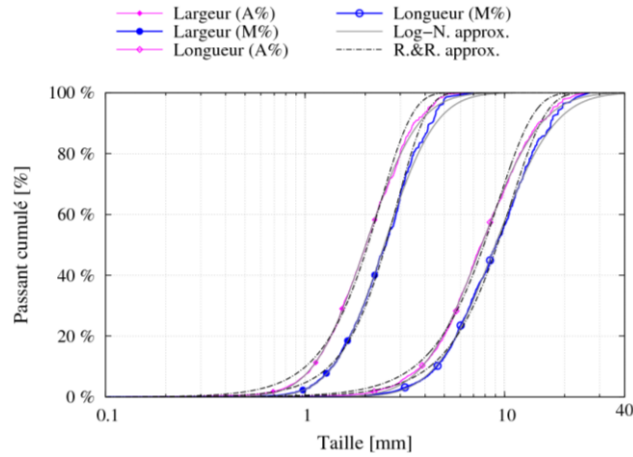


Figure III – 12 : Comparaison des modèles ajustés aux répartitions de largeur et de longueur en fractions surfacique et massique

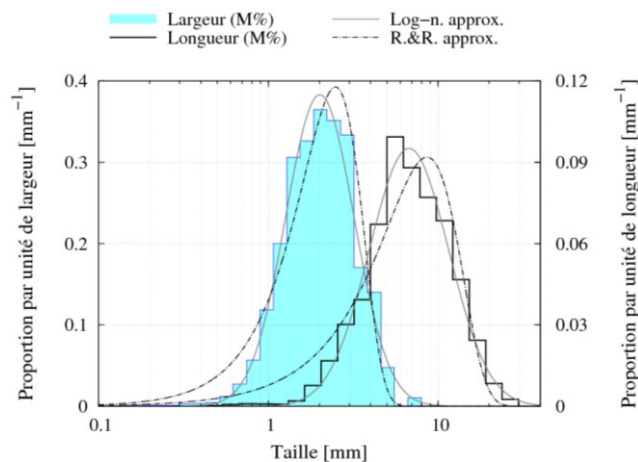


Figure III – 13 : Comparaison des modèles ajustés aux distributions de largeur et de longueur en fraction massique.

Les distributions normalisées et la superposition des fonctions de densité de probabilité de ces modèles sont représentées Figure III – 13 pour les distributions selon la fraction massique. Globalement, ces différentes figures montrent que ces deux modèles décrivent assez bien les distributions observées. Le modèle de Rosin-Rammler décrit théoriquement mieux la répartition granulométrique obtenue par tamisage des particules les plus fines, puisqu'il tient compte d'une plus grande dissymétrie vers les particules fines. Cependant, la loi log-normale décrit mieux les distributions obtenues par analyse d'image et correspond davantage aux modes observés (Picandet, 2013b).

- **Exemples de valeurs caractéristiques**

Parmi ces paramètres sélectionnés et pour qualifier les répartitions, dans la mesure où celles-ci sont assez bien représentées selon un modèle Log-normale, la moyenne géométrique, X_{gm} , et son écart type associé, σ_{gm} , correspondant respectivement aux valeurs de e^μ et e^σ pour une distribution Log-normale décrite dans l'équation (III – 8), semblent assez représentatifs des répartitions granulométriques de chènevotte (Picandet, 2013b) ou d'anas de lin, notamment vis-à-vis de la description de l'empilement granulaire qu'elles sont susceptibles d'engendrer. La comparaison de ces valeurs, juxtaposées dans le Tableau III – 2, permet aussi d'apprécier la représentativité des ajustements réalisés (Picandet et al., 2012).

| | Tamisage | | Largeur | | Longueur | |
|---------------|----------|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | d | $2^{1/2}d$ | Distr. (A%) | Distr. (M%) | Distr. (A%) | Distr. (M%) |
| X_{gm} | 1.42 | 2.01 | 1.99 | 2.45 | 7.58 | 8.85 |
| e^μ | 1.80 | 2.55 | 2.02 | 2.50 | 7.68 | 9.00 |
| σ_{gm} | 1.69 | 1.69 | 1.61 | 1.55 | 1.72 | 1.67 |
| e^σ | 1.48 | 1.48 | 1.62 | 1.59 | 1.71 | 1.71 |
| R^2 | 0.9996 | 0.9996 | 0.9996 | 0.9990 | 0.9993 | 0.9992 |

Tableau III – 2 : Masses volumiques et porosité d'une chènevotte de type « CP »

Les moyennes géométriques obtenues sont en concordance avec les distributions obtenues par analyse d'image et en léger décalage pour les répartitions obtenues par tamisage dû aux particules les plus fines retenues sur les tamis, en particulier sur les derniers tamis les plus fins, inférieurs à 1,25 mm. Il est intéressant de remarquer également que les écarts types géométriques, pour les variables pondérées en fraction surfacique ou massique, sont très proches pour les largeurs comme pour les longueurs. Cela confirme le caractère globalement homothétique de la géométrie des particules.

2.d Capacité d'absorption d'eau

La capacité et la cinétique d'absorption d'eau de la chènevotte sont importantes. Des mesures de teneur en eau réalisées sur des échantillons de 100 g de granulat préalablement séchés à 60°C en étuve ventilée jusqu'à masse constante peuvent être réalisées après immersion dans l'eau durant : 1, 2, 5, 10, 30 et 60 minutes puis 24 h et 48 h, voir Figure III – 14.

L'évolution de la teneur en eau des granulats CP et CF (présenté en Figure III – 3) révèle par exemple qu'ils absorbent 50 % de leur capacité maximale en eau au bout d'une minute, Figure III – 14 a) (Nguyen, 2010). Cette rapide absorption au départ du temps d'immersion est due au remplissage rapide de la porosité du xylème de la tige, principalement constitué de canaux capillaires servant à véhiculer la sève (Banks, 1973) (Nozahic et al., 2012). L'adsorption d'eau en surface des granulats participe également à cette rapide absorption globale d'eau dans le matériau en vrac. Une compétition importante pour la mobilisation de l'eau entre les granulats en vrac et la chaux lors de la mise en œuvre est donc par la suite prévisible.

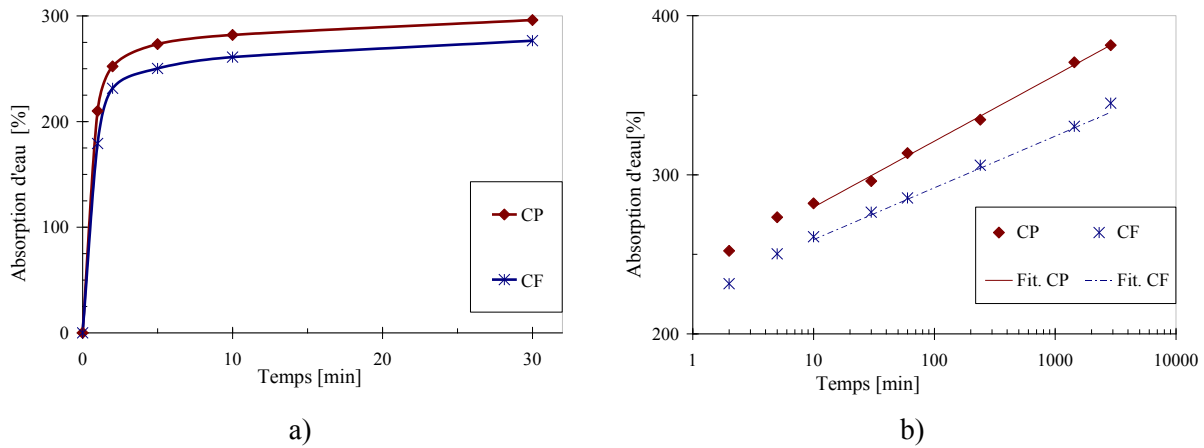


Figure III – 14 : Evolution de la teneur en eau de la chènevotte avec son temps d'immersion

Par la suite, une diffusion de l'eau au sein des parois cellulaires elles-mêmes s'opère, avec une cinétique plus lente. Après 48 h d'immersion, l'absorption de ces granulats varie de 350 %. « CF » à 390 % pour « CP ». L'expérience montre qu'au-delà de 10-15 minutes, l'évolution de la teneur en eau des particules en vrac, $w(t)$, est proportionnelle au logarithme du temps d'immersion, voir Figure III – 14 b), et peut être approchée par une relation du type :

$$w(t) = \kappa \log_{10}(t) + I_{RA} \quad (\text{III} - 13)$$

où, κ est une constante relative à une diffusivité interne des parois cellulaires constitutives des granulats contrôlant l'évolution de la teneur en eau au-delà des 15 premières minutes d'immersion, tandis que I_{RA} est un coefficient relatif au taux initial d'absorption du matériau en vrac (Nozahic and Amziane, 2012), correspondant à la teneur en eau après une minute d'immersion. Ce taux initial d'absorption est défini plus en détail dans le cas de maçonneries dans la norme NF EN 772-11 de 2011 (Groot et al., 1999).

Des mesures réalisées par ailleurs au laboratoire sur plusieurs types de chènevotte dans le cadre du round Robin Test du RILEM Technical Committee 236-BBM, indique que sur quatre types de chènevottes testées, les valeurs de κ et de I_{RA} pour un temps t d'immersion exprimé en minutes s'échelonnent respectivement de 65 à 30 % et de 100 à 210 % lorsque la granulométrie des particules de chènevotte tend à diminuer. A granulométrie comparable, la présence de fibres corticales, riches en celluloses, tend également à réduire la valeur de κ . Ces deux points mériteraient davantage d'investigations pour évaluer les effets des paramètres κ et I_{RA} sur les bétons de chanvre durcis.

2.e Compressibilité des granulats en vrac

La masse volumique apparente en vrac à l'état sec, ρ_V , voir Tableau III – 1, peut être significativement augmentée par l'application d'une contrainte de confinement. L'application d'une telle contrainte est parfois nécessaire pour le stockage ou le transport. Appliquée à la

mise en œuvre, elle peut contribuer à réduire fortement la porosité dans le matériau élaboré et conduire à une augmentation significative de sa résistance mécanique (Nguyen et al., 2009).

La compressibilité et la compacité sont deux caractéristiques distinctes définies pour des matériaux pulvérulents (Leuenberger, 1982). La compressibilité représente la capacité de l'échantillon à se densifier sous une charge de compression. La compacité est l'aptitude de l'échantillon à acquérir de la cohésion et donc une résistance pour une pression maximale subie. Dans le cadre des formulations étudiées, la chènevotte, même mélangée avec le liant, ne présente aucune cohésion avant compactage à l'état frais, voir Figure III – 19 a). Par contre à 28 jours de maturation, la résistance à la compression peut être mesurée et le comportement du matériau montre une certaine compacité, voir § 4.a.

- ***Essais de compression œdométrique pour de faibles contraintes***

En première approche, un essai de compactage est réalisé avec du matériel conventionnel de laboratoire. La chènevotte en vrac est compactée dans un moule en acier de 160 mm de diamètre intérieur et de 320 mm de hauteur. La contrainte, σ_{zUP} , est appliquée axialement par l'intermédiaire d'un piston coulissant dans le cylindre 'disque d'espacement de moule CBR). Le compactage est réalisé à l'aide d'une presse hydraulique de 500 kN de capacité. La courbe force – déplacement de compactage des deux types de granulats est enregistrée puis reportée dans la Figure III – 15 a) selon un repère contrainte – masse volumique apparente à l'état sec.

Pour que l'essai soit représentatif du comportement mécanique de la chènevotte au moment de la mise en œuvre par compactage, la chènevotte est humidifiée pour que sa teneur en eau corresponde à celle au moment du malaxage, soit environ 100 % (Nguyen et al., 2009) (Nguyen, 2010).

La Figure III – 15 montre que la masse volumique apparente de la chènevotte en vrac dépasse la masse volumique apparente des granulats non comprimés à partir d'une contrainte de compression égale 0,7 MPa. La porosité inter granulaire est alors réduite mais, étant donné la déformabilité des granulats, aucune information ne peut être déduite de ces essais sur la porosité inter granulaire dans l'empilement comprimé (Picandet, 2013a).

Afin de caractériser la compressibilité du chanvre en vrac, un modèle basique à deux paramètres, σ_0 et k , comparable au modèle de Jones (Jones, 1960) et inspiré de ceux fréquemment utilisés dans l'étude du compactage de différentes biomasses (Emami and Tabil, 2007), permet de relier directement la contrainte appliquée à la chènevotte, σ , à la masse volumique apparente de la chènevotte sèche en vrac à l'état initial, ρ_{V0} , et à l'état sous contrainte ρ_V :

$$\sigma_{zUP} = \sigma_0 \left(\frac{\rho_V - \rho_{V0}}{\rho_{V0}} \right)^k \quad (\text{III} - 14)$$

Ce premier modèle décrit assez bien le comportement expérimental observé dans la plage de contrainte appliquée, voir Figure III – 15 a). Les valeurs des paramètres σ_0 et k sont respectivement de 0,38 et 1,3 pour CP et de 0,13 et 1,8 pour CF. Le paramètre k , relatif à la

compressibilité, apparaît effectivement plus important dans le cas de la chènevotte fibrée « CF » puisque celle-ci présente des déformations relatives plus importantes à contrainte égale.

Ce modèle basique présente cependant des divergences lorsque les contraintes appliquées sont supérieures à 1 MPa.

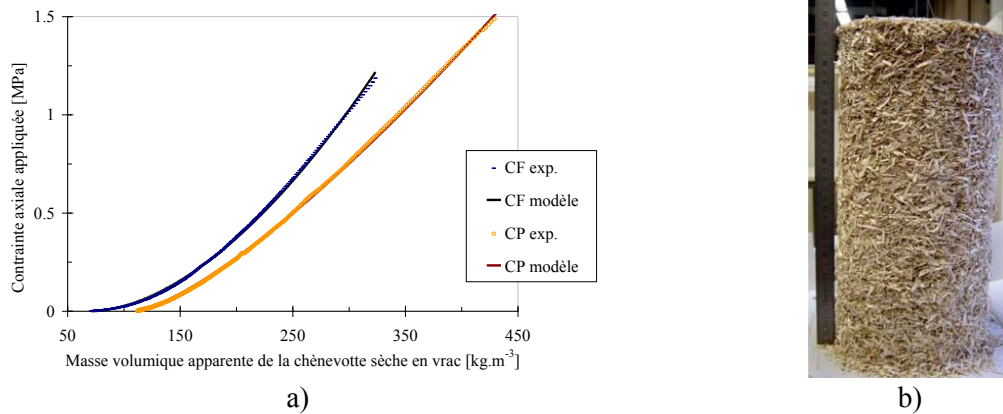


Figure III – 15 : – a) Evolution de la masse volumique apparente de la chènevotte sèche en vrac en fonction de la contrainte axiale appliquée dans le cylindre et ajustement par la relation (III – 14).
– b) Echantillon de 32 cm de hauteur constitué d'un empilement de chènevotte (Cérézo, 2005)

• Essais sans confinement radial

Un essai de compression sur un échantillon de chènevotte de 160 mm de diamètre et 320 mm de hauteur initiale peut être confectionné par simple empilement de chènevotte en disposant dans un moule le matériau par couches successives de 50 mm et en les compactant en appliquant une contrainte de 0,05 MPa Figure III – 15 b). L'éprouvette ainsi confectionnée montre une grande capacité de déformation en passant d'une hauteur initiale de 320 mm à moins de 85 mm à la fin de l'essai, sans parvenir à la rupture (Cérézo, 2005) (Arnaud and Gourlay, 2012). La réponse force déplacement obtenue est très proche de celle obtenue dans le cas de la compression œdométrique, mais tend à diverger lorsque la déformation induite augmente par l'effet du confinement et du frottement à la paroi qui oppose une résistance mécanique croissante, voir § 3.c.

Il est également envisageable de réaliser des essais de compression triaxiale de la chènevotte afin de caractériser son comportement en vrac pour un état de contrainte donné indépendamment des éventuels effets de frottement à la paroi, mais de tels résultats n'ont pas encore été publiés.

• Essais de compression œdométrique pour de faibles contraintes

Plusieurs modèles de compressibilité ont été testés pour la chènevotte seule, sèche ou humide, comme pour les mélanges chaux chanvre, notamment ceux utilisés des granulats issus de biomasses (Mani et al., 2004) (Emami and Tabil, 2007) (Chevanan et al., 2010). Les principaux modèles utilisés ont été établis à partir d'expériences sur des poudres métalliques

(Walker, 1923) (Jones, 1960) (Cooper and Eaton, 1962) (Kawakita and Lüdde, 1971) (Canovas et al., 1987). En général, ces modèles relient le volume ou la densité à la pression du poinçon supérieur sans considérer les effets de frottement aux parois susceptibles de se produire lors de la compression, voir § 3.c.

Comme les mélanges chaux/chanvre sont composés de matériaux de densités très différentes il est préférable de caractériser l'état du matériau lors de la compression par sa compacité, C , plutôt que par sa masse volumique apparente ρ_V même si la plupart des résultats sont exprimés selon cette variable (Cérézo, 2005) (Elfordy et al., 2008) (de Bruijn et al., 2009) (Nguyen et al., 2010) (Nguyen, 2010) (Arnaud and Gourlay, 2012) (Nozahic et al., 2012). La compacité désigne ici le rapport des volumes de chacun des constituants du mélange sur le volume total occupé par le matériau, V_T . Si ϕ est la porosité, i.e. V_V/V_T où V_V est les volumes des vides, alors $C = 1 - \phi$.

La meilleure concordance avec les résultats expérimentaux obtenus lors des essais de compactage à l'aide d'une matrice instrumentée permettant d'appliquer des contraintes jusqu'à 15 MPa (Tronet et al., 2014) est obtenue avec le modèle de Cooper-Eaton (Cooper and Eaton, 1962), voir Figure III – 17 a) et b). Ce modèle fait appel à la théorie d'une succession de mécanismes de compression des milieux granulaires (Seeling and Wulff, 1946), voir Figure III – 16 :

- le réarrangement des particules. C'est théoriquement le passage d'un empilement granulaire lâche de type ϕ_{RLP} « Random Loose Packing » à un empilement dense de type « close packing ». Pour cela, les particules de chanvre, de forme allongée et aplatie (voir § 2.c), vont avoir tendance à s'orienter orthogonalement au sens de compression.
- la déformation des particules. Elle intervient à partir d'une certaine compacité (ou pression) au-delà de laquelle les particules ne peuvent plus se mouvoir dans l'empilement granulaire, et se déforment pour remplir le volume des vides rémanents.
- la fragmentation des particules. Cette dernière étape ne se produit qu'en présence de particules au comportement fragile, ce qui n'est pas le cas des particules végétales. Dans le cas de mélange chaux chanvre, ce mécanisme à l'égard des particules de chaux peut également être négligé au regard de celui des particules de chanvre majoritaires en volume.

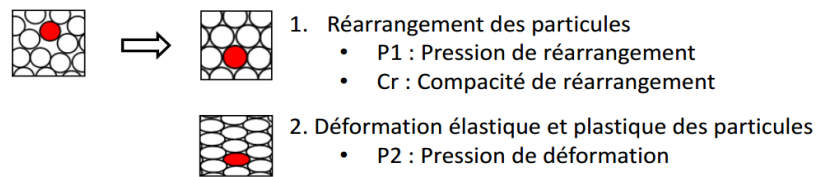


Figure III – 16 : Représentation de l'état de la matière au cours du compactage (Tronet, 2014)

Avec C , la compacité du matériau et C_0 sa compacité initiale en vrac, le modèle de Cooper-Eaton peut s'écrire selon 4 paramètres : P_r et P_d , les contraintes de compression pour lesquelles le réarrangement et la déformation ont respectivement le plus de probabilité de se produire et a_1 et a_2 des constantes relatives à l'amplitude des déformations engendrées par chacun de ces mécanismes (réarrangement et déformation) :

$$\frac{1 - C_0 / C}{1 - C_0} = a_1 \exp(-P_r / \sigma_{zUP}) + a_2 \exp(-P_d / \sigma_{zUP}) \quad (\text{III} - 15)$$

Dans le cas du compactage de différentes biomasses, il peut être raisonnablement envisagé que la compacité de particules végétales assez déformables en vrac tende vers l'unité pour des contraintes infinies (Mani et al., 2004). Cela permet alors de considérer le modèle de Cooper-Eaton avec 3 paramètres au lieu de 4, puisqu'en faisant tendre σ_{zUP} vers l'infini, le terme de gauche de l'équation (III – 15) tend alors vers 1 ce qui implique que $a_2 = 1 - a_1$.

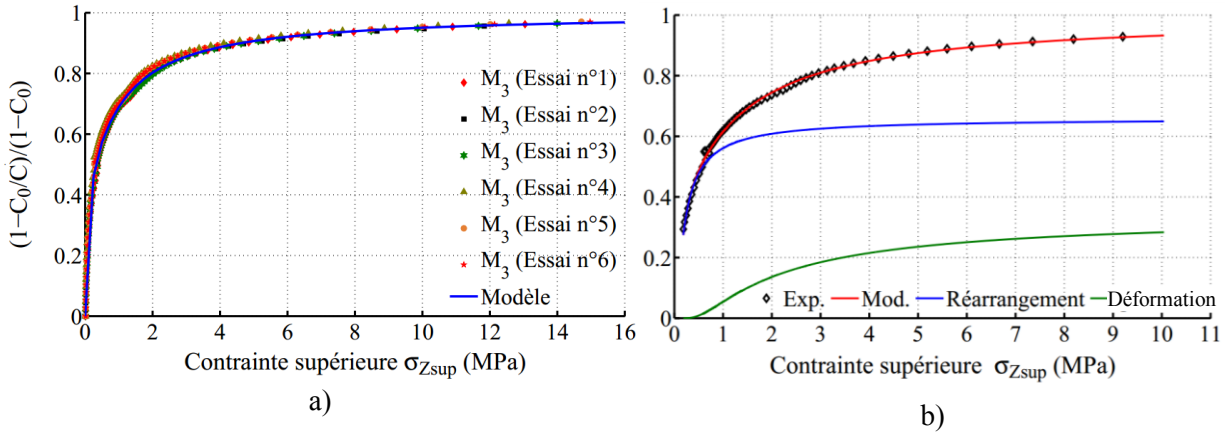


Figure III – 17 : – a) Ajustement du modèle de Cooper-Eaton sur une succession de mesures réalisées sur un même mélange.
– b) Contributions liées au réarrangement et à la plasticité granulaire déduites de l'ajustement du modèle de Cooper-Eaton aux données expérimentales sur le mélange M4.

En faisant tendre σ_{zUP} vers l'infini, il est aussi possible de distinguer chacune des contributions théoriquement envisagées, réarrangement et déformation, voir Figure III – 17 b). En considérant le premier terme de la relation (III – 15), la compacité C_r du milieu pour laquelle la phase de « réarrangement » est effective et la transition vers la phase de déformation qui s'opère peut ainsi être évaluée :

$$C_r = \frac{C_0}{1 - a_1(1 - C_0)} \quad (\text{III} - 16)$$

Cette hypothèse est par la suite considérée afin d'ajuster les résultats expérimentaux à l'aide de ce modèle réduit à 3 paramètres : a_1 , P_r et P_d (Tronet et al., 2014) (Tronet, 2014) et pour déterminer la compacité de réarrangement C_r , voir Figure III – 22 b).

2.f Caractérisation mécanique du matériau constitutif des granulats

Un échantillon est prélevé dans la partie boisée de la tige de chanvre, le xylème, pour analyser ses caractéristiques mécaniques, voir Figure III – 18. Des tronçons de tiges sont sélectionnés à différentes hauteurs puis défibrés (les fibres corticales sont retirées délicatement sans endommager la partie boisée de la tige). Placées sur un porte-échantillon, les deux extrémités de l'échantillon sont surfacées perpendiculairement à l'axe de la tige avec du papier de verre. Les dimensions radiales de l'échantillon (diamètre et section aux deux extrémités) sont mesurées à partir des images scannées selon un plan orthogonal à l'axe de la

tige (Phạm, 2014). Une estimation assez précise du volume aboutit d'ailleurs à une masse volumique des particules de chanvre selon cette méthode de $272 \pm 4 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$, en accord avec les valeurs exposées § 2.b.

La microstructure du xylème laisse supposer des propriétés orthotropes, comme pour la plupart des bois, voir Figure III – 2. Pour les évaluer, des essais de compressions sont réalisés selon les trois directions sur des éprouvettes parallélépipédiques voir Figure III – 18 à l'aide d'une machine asservie en déplacement et d'une cellule de force de 105 N.

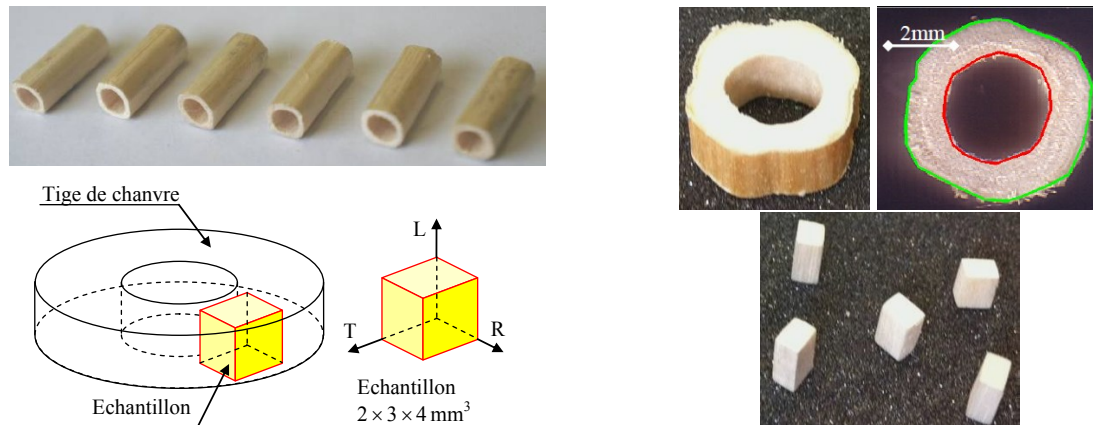


Figure III – 18 : Prélèvement des échantillons dans le xylème de la tige de chanvre

La valeur de la résistance en compression longitudinale sur un tronçon de tige comportant encore ses fibres corticales avec un élancement (rapport hauteur/diamètre) égal à 2 est de l'ordre de 25 MPa, en accord avec les résultats trouvés dans la littérature (Khan et al., 2010). Le module de Young de la tige selon la direction longitudinale est de l'ordre de 1770 MPa avec un écart-type relatif de 0,55%.

Les petites éprouvettes parallélépipédiques extraites du xylème révèlent que le module de Young selon la direction Longitudinale (L) est le plus élevé avec une valeur moyenne de 420 MPa. Les modules de Young selon la direction Radiale et Tangentielle notée (R) et (T) en Figure III – 18, sont compris respectivement entre 49 MPa et 59 MPa, et 24 MPa et 39 MPa (Phạm, 2014). Ces valeurs sont en accord avec les études menées sur le bois (Navi and Heger, 2005) (Da Silva and Kyriakides, 2007) (Dinh, 2011).

Ces résultats confirment une forte anisotropie des propriétés mécaniques de la partie boisée de la tige dont sont issues les particules de chènevotte. Il est à noter que ces mesures ont été réalisées sur des échantillons séchés à 60°C jusqu'à masse constante. Il est probable qu'avec une teneur en eau plus élevée, voire à saturation, ces valeurs soient plus faibles.

Cette anisotropie des particules va également influencer l'anisotropie globale des caractéristiques mécaniques du matériau, puisque les particules de chanvre vont présenter une orientation préférentielle dans le matériau compacté.

3. Etude de la mise en œuvre par compactage

La résistance à la compression des blocs chaux/chanvre est généralement très faible, inférieure à 2 MPa (Céréo, 2005) (Nguyen et al., 2007) (Nguyen et al., 2008b) (Nguyen et al., 2008c). Cette faible résistance, associée à un faible module d'élasticité, fait que ce matériau ne peut pas être considéré comme un matériau structural : il doit toujours être associé à une ossature, généralement en bois. Pour que ce matériau devienne plus compétitif il faudrait parvenir à lui procurer une meilleure résistance et une plus grande rigidité (de Bruijn et al., 2009).

Pour des niveaux de compactage modérés (Nguyen et al., 2009), il est apparu que le gain de résistance obtenu était très significatif au regard des matériaux traditionnellement produits, par banchage manuel, projection ou même par préfabrication avec une mise en place dans les moules par simple vibration.

La préfabrication avec une mise en œuvre par compactage a pour but :

- de maîtriser la reproductibilité du matériau élaboré. Dans ce cadre, le procédé de mise en œuvre est étudié afin d'améliorer l'homogénéité du matériau au sein des éléments préfabriqués (Nguyen et al., 2010) (Tronet et al., 2012) (Tronet, 2014) (Tronet et al., 2014).

- de réduire la porosité, notamment la porosité intergranulaire, afin d'augmenter significativement la résistance mécanique du béton de chanvre (Nguyen et al., 2009). Cette diminution de la porosité s'accompagne d'une augmentation de la conductivité thermique qui paraît mineure au regard du gain de résistance mécanique procuré (Nguyen et al., 2010) (Nguyen, 2010) (Tronet et al., 2011) (Tronet, 2014).

Après une présentation des principales formulations adaptées à la mise en œuvre par compactage, l'étude de ce procédé par le biais d'une matrice instrumentée, développée au laboratoire, est ensuite décrite. Un modèle basé sur la mécanique des milieux granulaires est établi pour analyser l'influence des paramètres de formulations sur l'efficacité du procédé appliqué.

3.a Formulations étudiées

Sur la base des travaux de thèse de Tai Thu Nguyen (Nguyen, 2010), cinq formulations de références de béton de chanvre, à des niveaux croissants de compactage, ont été testées dans le cadre des travaux de Pierre Tronet (Tronet, 2014). Ces formulations ont été établies pour explorer le domaine des bétons de chanvre fortement compactés, afin de produire des blocs dont la masse volumique à vert, i.e. en fin de compactage dans la matrice, soit de 816 kg/m³ voire 920 kg/m³ pour une teneur en chènevotte jusqu'à 500 kg/m³, voir Tableau III – 3.

Le compactage consiste uniquement à réduire le volume apparent du mélange initial. Il se fait à masse constante et l'eau n'est pas drainée en dehors du volume de l'éprouvette.

Ainsi, lorsque la teneur en chènevotte augmente, le dosage en eau doit diminuer et par voie de conséquence, le dosage en liant également.

Pour des bétons de chanvre compactés d'une même masse volumique, le volume de pâte de liant peut être substitué en masse par de la chènevotte (Tronet, 2014). Cette substitution est avantageuse en terme de résistance mécanique et de conductivité thermique (la pâte de chaux étant la phase la plus conductrice). Elle l'est donc aussi sur un plan économique et environnemental (la chaux étant le constituant dont le bilan est le plus défavorable). Toutefois des moyens de compactage suffisants pour réduire le volume apparent de chènevotte et densifier le matériau sont nécessaires. La contrainte à appliquer pour des bétons de chanvre comportant un faible volume de pâte de liant dépend alors essentiellement de la densité de chènevotte ou dosage visé (kg/m^3). Dans cette perspective le Tableau III – 3 présente les principales formulations étudiées selon des rapports Liant/Granulats décroissants. La dernière ligne de ce tableau montre que cette substitution en masse, de pâte de liant par de la chènevotte compactée constitue également une sorte de précontrainte du matériau, avec des contraintes de compactage croissantes appliquées à la mise en œuvre.

| | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
|---|------|------|------|------|------|
| Chènevotte (<i>C</i>) [kg/m^3] | 215 | 257 | 320 | 500 | 500 |
| Liant (<i>L</i>) [kg/m^3] | 388 | 360 | 320 | 271 | 204 |
| Eau (<i>E</i>) [kg/m^3] | 213 | 198 | 176 | 149 | 112 |
| Rapport <i>L/C</i> [–] | 1,8 | 1,4 | 1 | 0,54 | 0,41 |
| Rapport <i>E/L</i> [–] | 0,55 | 0,55 | 0,55 | 0,55 | 0,55 |
| Masse volumique visée [kg/m^3] | 816 | 816 | 816 | 920 | 816 |
| Compacité à vert [–] | 0,52 | 0,52 | 0,52 | 0,6 | 0,52 |
| Compacité après maturation [–] | 0,38 | 0,41 | 0,43 | 0,56 | 0,51 |
| Contrainte de compactage σ_{zUP} [MPa] | 1,1 | 1,7 | 2,6 | 6,7 | 6,3 |

Tableau III – 3 : Composition des bétons de chanvre étudiés (Tronet, 2014)

Par ailleurs, comme pour des bétons hydrauliques, la résistance mécanique de la pâte de liant conditionne la résistance mécanique globale du matériau. Cette résistance tend à décroître lorsque le rapport Eau sur Liant (*E/L*) augmente. L'apport en eau est souvent contraint par la mise œuvre du matériau à l'état frais par des méthodes traditionnelles. Dans le cas du compactage à l'état frais, aucune contrainte de ce type n'existe. L'apport en eau peut donc être significativement réduit au regard des compositions usuelles destinées à des modes de mise en œuvre in situ telles que celles recommandées par les règles professionnelles (Construire en Chanvre, 2012). L'eau disponible pour le liant doit toutefois être suffisante pour que la totalité des réactions hydrauliques puissent se produire. Afin de limiter le nombre de paramètres, un rapport *E/L* constant, égal à 0,52 a été adopté, bien que l'eau disponible pour le liant varie légèrement selon l'état de compactage de la chènevotte.

Etant donné la forte capacité d'absorption de la chènevotte, le mélange granulaire avant compactage paraît « sec », avec un aspect pulvérulent, voir Figure III – 19 a). Durant le compactage, l'eau absorbée est essorée des particules de chènevotte et devient en grande partie disponible pour le liant. Après compactage, le matériau est maintenu sous contraintes

afin de limiter le retour élastique des granulats, particulièrement des formulations les plus compactées avec un faible rapport Chènvotte/Liant (Tronet, 2014). A l'issue du procédé, l'éprouvette présente une cohésion suffisante pour être démoulée et entreposée en chambre climatique pour maturation, voir Figure III – 19 b).



a)



b)

Figure III – 19 : Mélange chaux-chanvre – a) avant et –b) après compactage.

3.b Etude du procédé de compactage

L'intérêt de la mise en œuvre par compactage a suscité l'élaboration de différents dispositifs de compactage susceptibles d'appliquer des contraintes croissantes (Nguyen, 2010) (Tronet, 2014).

Quelle que soit la contrainte appliquée, une hétérogénéité suivant la hauteur des blocs est observée : les cylindres réalisés présentent souvent une plus grande densité, et donc une plus grande résistance mécanique, dans la partie haute de l'éprouvette, proche du poinçon couissant dans le cylindre. Ceci est la conséquence des frottements à la paroi durant le processus de compactage : la paroi du moule de compactage reprend les efforts verticaux appliqués par le poinçon supérieur. Ainsi la pression subie par l'éprouvette de compression est toujours plus faible dans le bas que dans le haut de l'éprouvette. La résistance d'un bloc correspond alors à la résistance de la plus faible partie du bloc, c'est-à-dire la moins compactée. Parallèlement, la conductivité thermique est plus grande dans les zones de plus grande densité. Dans la perspective d'un processus industriel, il paraît donc important de maîtriser la distribution de la porosité dans l'ensemble des blocs.

Pour appréhender les mécanismes induisant cette hétérogénéité, une matrice de compression instrumentée a été développée au Laboratoire (Tronet et al., 2012) (Tronet, 2014) (Tronet et al., 2014). Cette matrice informe de l'état de contrainte réel subi par le mélange chaux/chanvre au cours de la compression, et particulièrement des effets induits par le frottement à la paroi. Constituée d'un cylindre en acier de 10 cm de diamètre intérieur et de 1 cm d'épaisseur, elle permet d'appliquer des contraintes de compactage jusqu'à 10 MPa, alors que les premiers dispositifs en PVC ne pouvaient supporter des contraintes supérieures à 2,5 MPa (Nguyen et al., 2009) (Nguyen, 2010). Des pressions plus élevées sont notamment requises pour obtenir une plus grande uniformité en compacité, pour abaisser encore la proportion de liant et explorer des domaines de compression plus élevés afin d'identifier d'éventuelles limites à ce procédé.

La compression en matrice est un procédé couramment et depuis longtemps utilisé en pharmacopée, sur des poudres organiques ou encore pour comprimer et former des composants mécaniques à partir de poudres métalliques (Doremus et al., 2000) (Modnet, 2000) (Chtourou et al., 2002a) (Chtourou et al., 2002b) (Sinka et al., 2003) (Jonsén and Häggblad, 2005). Un équipement inspiré des travaux sur les poudres, mais adapté aux mélanges chaux/chanvre a été conçu : les pressions visées sont de l'ordre de quelques MPa (jusqu'à 10 MPa de pression moyenne) et la taille finale des échantillons est de 10 cm de diamètre et de 20 cm de hauteur.

La Figure III – 16 a) présente ce dispositif expérimental de mise en œuvre. Seul le poinçon supérieur est mobile et est monté via un piston sous une presse de 250 kN de capacité. Le poinçon inférieur est lui aussi posé sur un capteur de force. L'épaisseur de la paroi de la matrice est de 10 mm, afin de pouvoir considérer ses déformations négligeables jusqu'à des contraintes radiales de l'ordre de 10 MPa. Quatre méplats localisés à différentes hauteurs, sur lesquels des jauges de déformation sont collées, permettent de quantifier la contrainte radiale subie sur la paroi de la matrice.

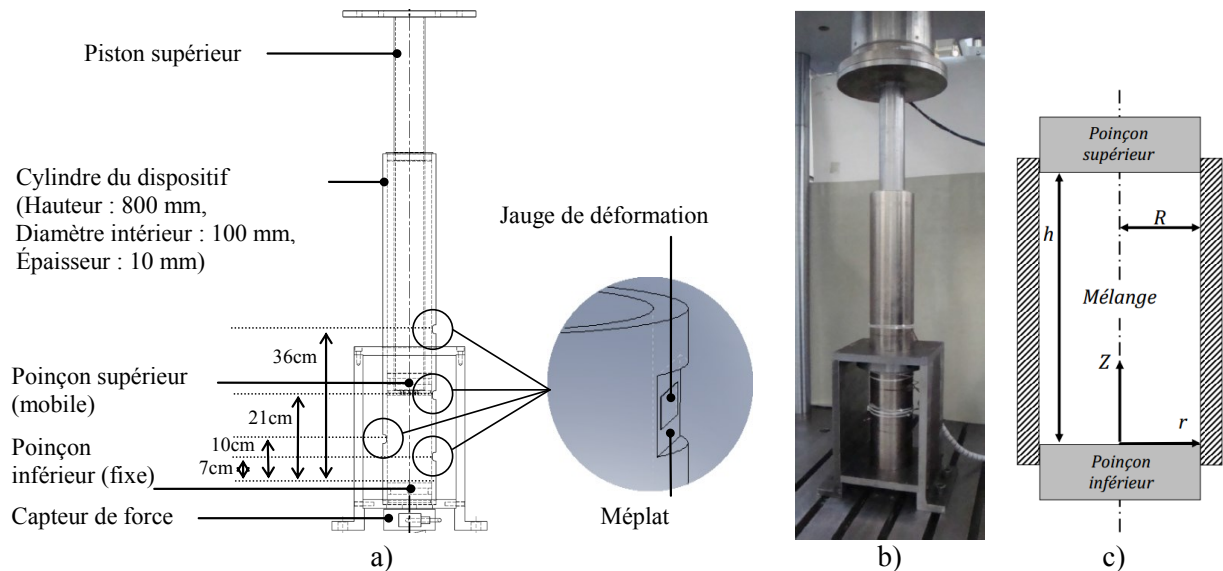


Figure III – 20 : Dispositif de mise en œuvre par compactage
– a) schéma d'ensemble – b) photo en service – c) géométrie et repère de la matrice

3.c Modélisation du comportement du matériau lors du compactage

- **Conditions aux limites**

L'échantillon est comprimé dans la cellule de rayon intérieur R . La hauteur de l'échantillon est notée h , voir Figure III – 16 b). Le poinçon inférieur est considéré comme immobile par rapport au cylindre et le déplacement selon z est nul pour $z = 0$, i.e. $\delta_z(r, 0) = 0$. Les déplacements radiaux sont négligeables le long de la paroi interne du cylindre quelle que soit la hauteur z : $\forall z \delta_r(R, z) = 0$.

La force exercée sur le poinçon supérieur est $F_{UP} = \pi R^2 \sigma_{zUP}$, et celle mesurée sur le poinçon inférieur est $F_{LP} = \pi R^2 \sigma_{zLP}$ où σ_{zUP} et σ_{zLP} désignent les contraintes moyennes s'exerçant sur la face des poinçons respectifs. F_{LP} dépend de σ_{zUP} , c'est-à-dire de la force appliquée sur le piston supérieur, et des coefficients de transmission α et de frottement μ_f .

- ***Coefficient de transmission***

En général, pour la caractérisation des poudres, une simple loi de proportionnalité est utilisée pour cette transmission, comme initialement proposé par Jansen (Janssen, 1895) puis Jacky (Jacky, 1944) pour les sols au repos, ou par d'autres auteurs pour la compaction de poudre (Doremus et al., 2000) (Modnet, 2000) (Chtourou et al., 2002a) (Chtourou et al., 2002b) (Sinka et al., 2003) (Jonsén and Häggblad, 2005) ou encore les procédés d'extrusion de matériaux cimentaires (Perrot et al., 2009). La transmission des contraintes axiales, σ_z , aux contraintes radiales, σ_r , s'effectue selon le coefficient α supposé constant tel que $\sigma_r(r,z) = \alpha \sigma_z(r,z)$.

- ***Coefficient de frottement et cohésion***

Les contraintes tangentielle et normales à la paroi τ_z et σ_r sont liées par la relation de Coulomb par le coefficient de frottement μ et la possible cohésion c , dans le cas de granulats humides par exemple, tels que $\tau_z(R,z) = \mu_f \sigma_r(R,z) + c$.

- ***Identification des coefficients***

Plusieurs hypothèses sont formulées pour la suite du développement analytique :

- La contrainte radiale est considérée indépendante de r (i.e. $\forall r, \partial \sigma_r / \partial r \cong 0$).
- Le coefficient de transmission α est supposé constant sur toute la hauteur de l'échantillon pour un état de contrainte et de déformation donné.
- Le coefficient de frottement μ_f et la cohésion c sont également considérés constants pour un état de contrainte et de déformation donné.

Cette dernière hypothèse peut sembler éloignée de la réalité, mais les études précédemment citées montrent que les résultats analytiques s'accordent généralement bien aux expériences. En fait α , μ_f et c doivent être considérés comme des valeurs moyennes sur la hauteur de l'échantillon. C'est pourquoi ces derniers sont par la suite évalués à partir des valeurs moyennes des contraintes axiales et radiales s'exerçant dans l'échantillon : σ_{zm} et σ_{rm} tels que :

$$\sigma_{zm} \cong \frac{1}{h} \int_0^h \sigma_z(z) dz \text{ et } \sigma_{rm} \cong \sigma_r \left(\frac{h}{2} \right) = \alpha \sigma_z \left(\frac{h}{2} \right) \quad (\text{III} - 17)$$

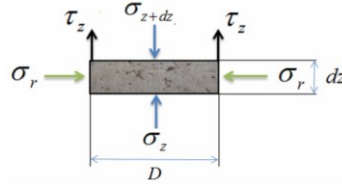


Figure III – 21 : – Équilibre d'une tranche en compression dans la matrice

L'équilibre d'une tranche d'échantillon cylindrique, voir Figure III – 16, en négligeant l'effet de la gravité au regard des contraintes exercées, conduit à l'expression suivante du gradient de contrainte axiale : $d\sigma_z/dz = 2\tau_z/R$. En introduisant les coefficients α et μ_f pour exprimer τ_z en fonction de σ_z , ce gradient de contrainte axiale peut aussi s'exprimer $d\sigma_z/dz = 2(\alpha\mu_f\sigma_z + c)/R$. La résolution de cette équation différentielle du premier ordre donne l'évolution de la contrainte axiale σ_z selon z :

$$\sigma_z(z) = \sigma_{zLP} \exp\left(\frac{2\alpha\mu_f}{R} z\right) + \frac{c}{\alpha\mu_f} \left[\exp\left(\frac{2\alpha\mu_f}{R} z\right) - 1 \right] \quad (\text{III} - 18)$$

La contrainte moyenne sur le poinçon supérieur σ_{zUP} peut donc être déduite à partir de l'équation (III – 18). Pour un état de compression ou de déformation donné (i.e. pour une hauteur h donnée de l'échantillon), l'équilibre des forces s'appliquant sur l'échantillon à partir de l'équation (III – 17) définissant les contraintes moyennes axiale et radiale, σ_{zm} et σ_{rm} , conduit à :

$$\mu_f(h)\sigma_{rm}(h) + c(h) = \frac{R}{2h}(\sigma_{zUP} - \sigma_{zLP}) \quad (\text{III} - 19)$$

Les coefficients $\alpha(h)$ et $\mu(h)$ peuvent ensuite être évalués à l'aide de cette équation en traçant l'évolution du terme de gauche en fonction de la contrainte radiale moyenne σ_{rm} lors de la compression.

Connaissant la contrainte axiale moyenne s'appliquant en $z = h$, σ_{zUP} , l'équation (III – 18) permet également de définir le coefficient de transmission α . Dans le cas particulier d'une cohésion nulle, $c = 0$, les coefficients α et μ_f peuvent être déduits à partir de la relation (III – 19) :

$$\alpha = \frac{\sigma_{rm}}{(\sigma_{zUP} - \sigma_{zLP})} \ln\left(\frac{\sigma_{zUP}}{\sigma_{zLP}}\right) \text{ et } \mu_f = \frac{R}{2h} \frac{(\sigma_{zUP} - \sigma_{zLP})}{\sigma_{rm}} \quad (\text{III} - 20)$$

Par la suite, l'utilisation d'un modèle de compressibilité, tel que le modèle de Cooper-Eaton, voir § 2.e permet l'analyse de l'évolution de ces paramètres au cours des compressions réalisées.

3.d Analyse des résultats expérimentaux

Afin d'identifier l'influence de chacun des composants sur la compressibilité et le frottement à la paroi du mélange au cours du compactage, les formulations présentées dans le

Tableau III – 3 ont été testées, avec de la chènevotte seule, sèche et humide, des mélanges secs de chènevotte et de chaux et mélange complets. Ces mélanges sont compactés dans la cellule de compression instrumentée, voir Figure III – 20.

Le modèle de compressibilité de Cooper-Eaton (Cooper and Eaton, 1962), présenté en partie 2.e, équation (III – 15), est ajusté à chacune des évolutions de la contrainte de compactage mesurée. Il donne globalement les meilleurs corrélations et sert donc de référence dans la comparaison et l'analyse des résultats (Tronet et al., 2014).

Les paramètres déduits des essais de compression réalisés sur la chènevotte seule avec des teneurs en eau de 0, 10, 15, 22, 30, 55, 77 et 99% sont reportés selon la ligne en pointillés (verte) sur les Figure III – 22 et Figure III – 23 tandis que les paramètres déduits à partir des mélanges complets sont reportés selon la ligne continue (bleu foncé) sur ces mêmes figures avec les rapports massiques pâte de liant sur chènevotte correspondant aux formulations M1 à M5 définies selon le Tableau III – 3.

- ***Effet de la teneur en eau sur le seul comportement de la chènevotte***

La compacité initiale C_0 , voir Figure III – 22 a) comme celle obtenue à une contrainte de compression donnée (Tronet, 2014) augmente lorsque la teneur en eau de la chènevotte, ici totalement défibrée (de type « CP », voir § 2.a) augmente. Ceci est principalement lié à l'augmentation de la masse volumique humide apparente du matériau lorsque l'humidité augmente, notamment sous son poids propre, dans le cas de la compacité initiale.

Cependant, la compacité de réarrangement des granulats, C_r , évaluée à partir de la relation (III – 16) semble présenter un optimum pour la chènevotte humide entre 30 et 60 % de teneur en eau, voir Figure III – 22 b) tandis que les pressions de réarrangement P_r et de déformation P_d présentent un maximum local autour de 15% voir Figure III – 22 c) et d). Ces résultats laissent supposer que l'eau apporte peut être une plus grande surface de contact à la paroi dans le cas de granulats légèrement humides donc plus déformables, jusqu'à 15% de teneur en eau, puis amène au contraire un effet lubrifiant au-delà. Des résultats identiques sont reportés dans la littérature, notamment dans le cas de paille de blé compactée à haute densité, de la luzerne ou du foin, où un maximum local de compacité est généralement obtenu entre 10 et 45 % de teneur en eau pour une même pression de compactage (O'Dogherty, 1989). Les pressions de réarrangement et de déformations, P_r et P_d , dépendent aussi toutes deux de la distribution de taille des particules et des conditions de frottement à la paroi, qui sont identiques dans notre étude.

Dans le cas de compression de chènevotte à différentes teneurs en eau, le coefficient de frottement à la paroi semble également présenter une valeur maximale autour de 15 %, voir Figure III – 23 a). Un résultat parfaitement identique est aussi obtenu avec de la compression d'alpiste roseau broyé en poudre (Larsson, 2010).

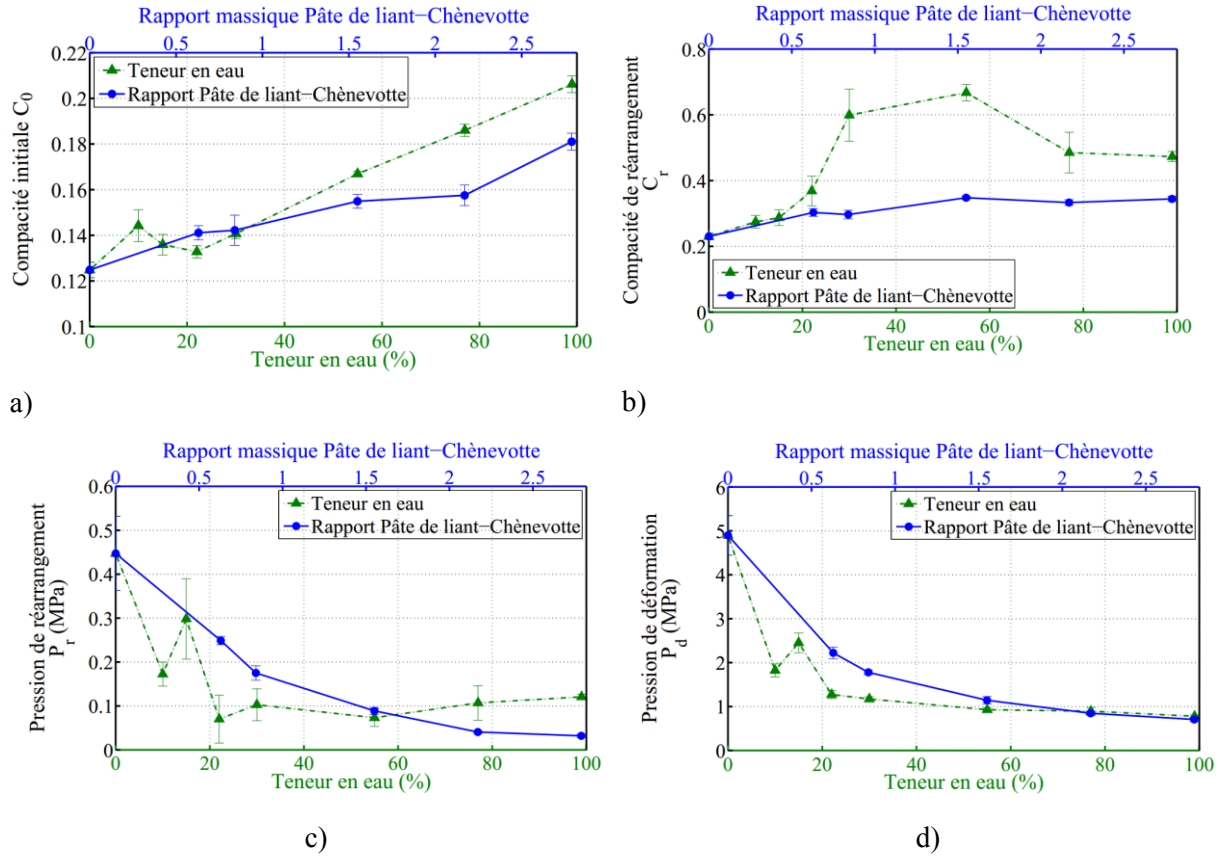


Figure III – 22 : Détermination à partir des essais de compression en matrice sur des mélanges Eau-Chènevotte (trait pointillé vert) et Pâte de liant-Chènevotte (trait continu bleu) de :

- a) la compacité initiale C_0
- b) la compacité C_r de réarrangement
- c) la pression de réarrangement P_r
- d) la pression de déformation P_d

L'augmentation de la teneur en eau favorise donc la déformation des particules. En les alourdissant, la compacité initiale dans la matrice, C_0 , est légèrement augmentée. Cependant, la compressibilité de l'empilement granulaire présente un optimum autour de 10% de teneur en eau. Entre 10 et 15 %, l'eau commence probablement à augmenter un peu la cohésion du milieu granulaire puisque le coefficient de transmission tend à diminuer conformément à différentes observations (Kim and Hwang, 2003) (Harthong et al., 2012), mais surtout augmente les contraintes de frottement à la paroi. La plus grande déformabilité des particules à cette teneur en eau peut en effet augmenter la surface de contact à la paroi et favoriser le frottement au détriment de la compression. Le produit $\alpha\mu_f$, traduit la proportion de la reprise des efforts par la paroi au regard des efforts de compression appliqués, puisque le rapport des contraintes sur le poinçon supérieur σ_{zUP} et inférieur σ_{zLP} , peut s'écrire selon l'équation (III – 18), en négligeant la cohésion c :

$$\frac{\sigma_{zUP}}{\sigma_{zLP}} = \exp\left(\frac{2\alpha\mu_f h}{R}\right) \quad (\text{III} - 21)$$

Globalement, le produit des coefficients $\alpha\mu_f$ est alors à son maximum pour cette teneur en de 15 %, voir Figure III – 23 b), tout comme l'hétérogénéité de l'éprouvette, puisque le rapport des compacités entre la partie supérieure et la partie inférieure dépend du rapport $\sigma_{zUP}/\sigma_{zLP}$.

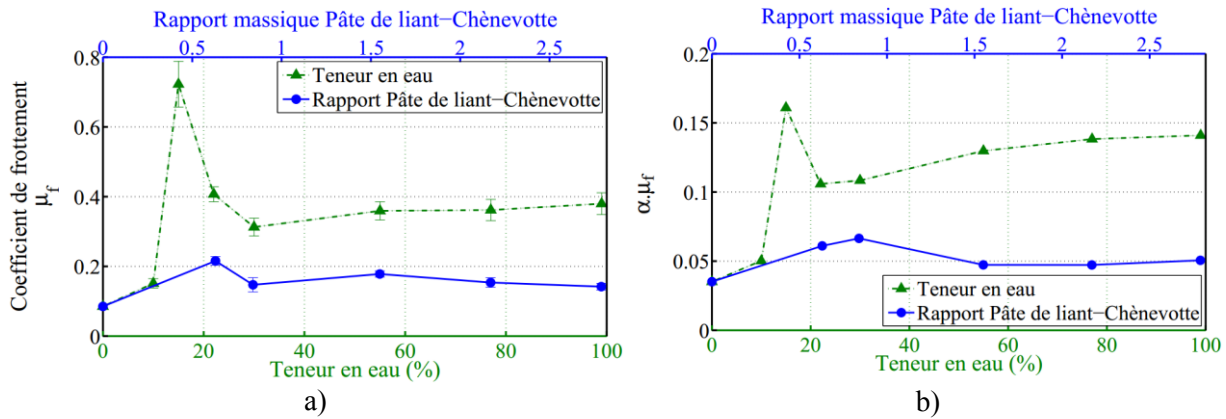


Figure III – 23 : – Détermination à partir des essais de compression en matrice sur des mélanges Eau-Chènevotte (trait pointillé vert) et Pâte de liant-Chènevotte (trait continu bleu) du :
 – a) coefficient de frottement μ_f – b) coefficient de transmission α

Au-delà de 15 %, l'augmentation de la teneur en eau induit au contraire une diminution du coefficient de frottement en agissant davantage comme un lubrifiant. La compacité de réarrangement, C_r , trouve d'ailleurs un maximum autour de 55%, voir Figure III – 22 b).

Puis, pour des teneurs en eau supérieures à 60%, l'eau présente dans les granulats accroît légèrement la pression caractéristique de réarrangement, voir Figure III – 22 c) faisant accroître légèrement le produit $\alpha \mu_f$. Pour ces teneurs en eau, la pression de déformation continue de décroître, voir Figure III – 22 d) et il est probable que la déformabilité des particules soit suffisante pour engendrer une légère cohésion entre les granulats sous l'effet du compactage.

• Compactage des mélanges chaux-chanvre

La teneur en chaux du mélange, en comparaison de la teneur en eau, présente moins d'incidence sur le comportement de l'empilement granulaire. Les particules de chaux vont avoir tendance à remplir le volume des vides, augmenter la rigidité du mélange, et agir plutôt comme un lubrifiant. Le produit des coefficients $\alpha \mu_f$ présente peu d'évolution même si comme pour l'eau, l'augmentation de la teneur en eau tend donc à diminuer la compacité initiale C_0 et à faire globalement diminuer les pressions caractéristiques P_r et P_d (Tronet et al., 2014)

Concrètement, la forme du moule doit pouvoir être adaptée pour réduire également au maximum les hétérogénéités engendrées par le compactage, en limitant le rapport de la hauteur sur le périmètre de la section et en utilisant un lubrifiant adapté par exemple. L'influence de l'eau est prépondérante, en agissant davantage sur les propriétés mécaniques des granulats eux-mêmes (apport d'une plus grande déformabilité) qu'en agissant à travers des mécanismes de transferts au sein du matériau.

4. Propriétés des composites chaux-chanvre

Les différents travaux de thèses menés au laboratoire (Nguyen, 2010) (Tronet, 2014) (Phạm, 2014) et ceux actuellement en cours ont permis d'adapter les techniques usuelles de caractérisation, destinées aux matériaux de construction traditionnels, aux composites chaux-chanvre, qui présentent des propriétés mécaniques et thermiques singulièrement différentes et souvent anisotropes.

4.a Caractéristiques mécaniques

Selon leur composition et la nature des renforts, les bétons peuvent présenter différents comportements, élastique fragile, endommageable, ductile, écrouissable par densification (Reynouard, 2004). Dans le cas des bétons de chanvre, l'augmentation de la teneur en chènevotte amène un écrouissage par densification avec des capacités de déformation importantes sans rupture.

- ***Méthode de caractérisation***

- *Compression uniaxiale*

Lors des essais de compression, de grandes déformations peuvent être appliquées, nécessitant la mesure de l'augmentation de la section des éprouvettes, en plus de la déformation longitudinale, lors des essais de compression. Différents dispositifs ont été adaptés selon la composition des composites chaux-chanvre testés, afin de suivre l'évolution de la section des éprouvettes et pour, dans certains cas, évaluer l'uniformité du champ de déformation verticale, voir Figure III – 24.

- ***Evolutions du comportement selon la densité de chènevotte***

Les pâtes de chaux ont généralement un comportement moins fragile que les pâtes de ciment, et les particules de chènevotte, polymère naturel, vont permettre d'augmenter encore la ductilité du mélange grâce à leur forte déformabilité. Plus le matériau est dense et riche en chènevotte, plus il tend à se comporter comme une mousse polymère ou un bois de faible densité (Nguyen et al., 2009), avec une phase d'écrouissage et de densification prédominante, voir Figure III – 25 a).

A l'opposé, pour des composites chaux-chanvre avec de faibles fractions volumiques en chènevotte, plus le matériau est dense en chènevotte, moins il est résistant (Phạm, 2014), avec un module de Young plus faible, voir Figure III – 25 b). Dans ce dernier cas, la résistance en compression du béton de chanvre, f_c , peut être modélisée par une loi de type puissance pour l'évolution de la résistance du liant en considérant que la chènevotte ne participe pas à la

résistance du matériau et joue le même rôle que la porosité (Lanos et al., 2013). Ce modèle s'écrit alors selon une relation du type $f_c = \sigma_0 \phi_L^a$ où ϕ_L est la fraction volumique du liant, σ_0 est la résistance intrinsèque du liant (théoriquement obtenue lorsque $\phi_L = 1$) et a est un paramètre du modèle. A partir des résultats obtenus avec la même pâte de liant et différentes concentrations de chènevotte, assimilées ici à de simples porosités, les paramètres σ_0 et a peuvent être déterminés (Phạm, 2014).

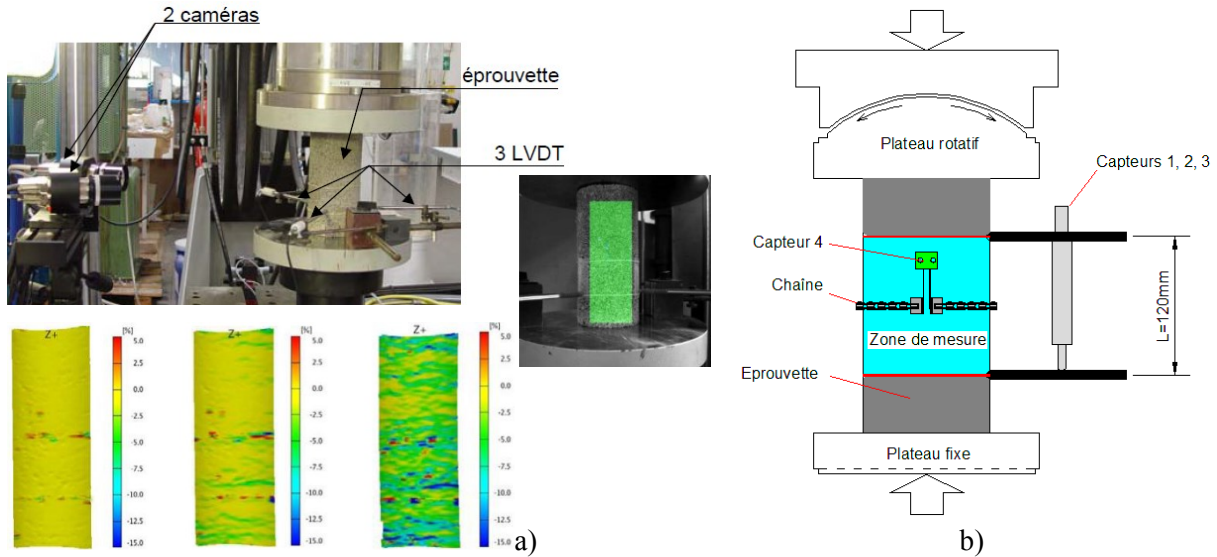


Figure III – 24 : – Mesures des déformations au cours d'un essai de compression,
– a) mesure du champ de déformation par stéréo corrélation d'images ARAMIS®,
– b) mesure de la déformation circonférentielle avec une chaîne adaptée et éventuellement mesure des déformations longitudinales avec une cellule extensométrique équipée de 3 LVDT disposés à 120°.

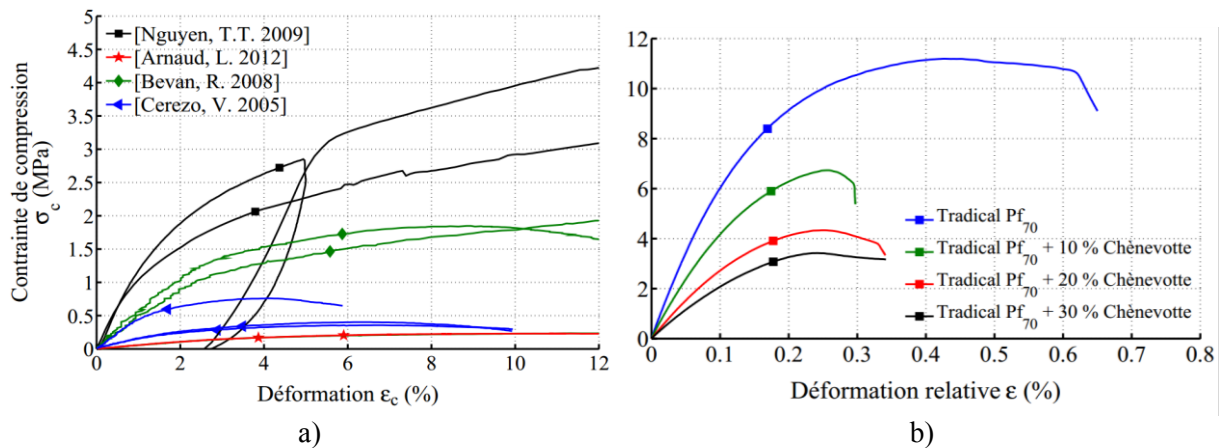


Figure III – 25 : – a) Comportement mécanique des différentes formulations issues de la littérature (Bevan and Woolley, 2008) (Nguyen, 2010) (Arnaud and Gourlay, 2012)
– b) Courbe contrainte déformation de la pâte de chaux avec une fraction volumique croissante de chènevotte comprise entre 0 et 30%. (Phạm, 2014)

○ Cas des forts dosages en chènevotte

Une bonne répétitivité de la réponse en compression uniaxiale appliquée selon le sens de compactage est obtenue pour les bétons compactés à la mise œuvre, et les courbes enveloppes des essais cycliques correspondent à celles obtenues avec des essais monotones (Nguyen, 2010) (Tronet, 2014). Afin, d'évaluer l'évolution des modules d'élasticité au cours des déformations, des cycles de chargement sont appliqués à différents niveaux de déformation, voir Figure III – 26.

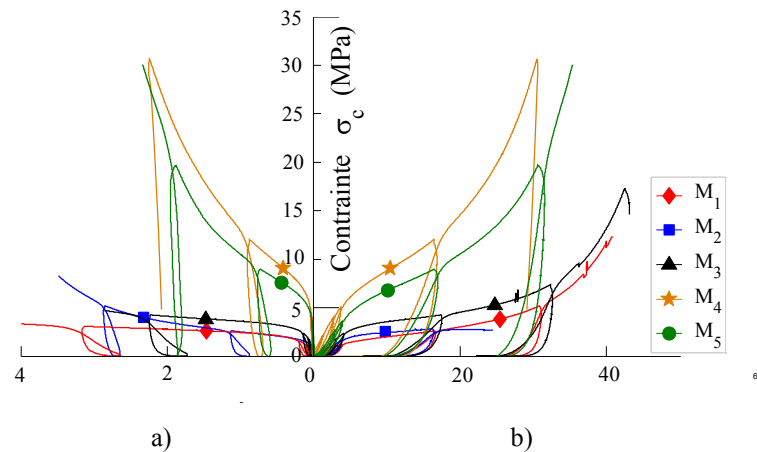


Figure III – 26 : Evolutions de la contrainte axiale selon les taux de déformations des différentes compositions présentées dans le Tableau III – 3,
– a) Taux de déformation transversale $\varepsilon_{trans}(\%)$ – b) Taux de déformation longitudinale $\varepsilon_c(\%)$

La composante visqueuse du comportement du matériau produit alors des boucles d'hystérésis dans la réponse du matériau. Pour chaque cycle, le module de Young est calculé selon la valeur maximale locale obtenue lors de la phase de chargement ou de rechargement. Une augmentation quasi-linéaire du module de Young lors de la première phase de chargement est mesurée lorsque la densité de chènevotte, ou la contrainte de compactage appliquée à la mise en œuvre, augmente (Tronet, 2014).

Les coefficients de Poisson enregistrés sont faibles, inférieurs à 0,05, traduisant l'effet de densification du matériau sous la contrainte uniaxiale appliquée. En présence d'un faible dosage en liant et d'un fort dosage en granulat végétal, la reprise des efforts se fait principalement au travers du squelette granulaire. Même compacté, sa forte porosité rend le comportement global du matériau comparable à celui de mousses, comme par exemple celui de mousses métalliques (Jang and Kyriakides, 2009).

Naturellement, ces bétons compactés à la mise en œuvre sont isotropes transverses du fait de l'orientation préférentielle des particules. De récents essais, réalisés sur des cubes extraits des éprouvettes cylindriques, montrent que le comportement en compression selon la direction transverse est beaucoup plus fragile que celui obtenu selon la direction axiale (Youssef et al., 2015). La résistance mécanique en compression selon la direction transverse est alors de l'ordre de 2MPa, avec une dispersion relativement importante, pour les échantillons présentant la plus grande compacité.

○ *Cas des faibles fractions volumiques en chènevotte*

Des mesures expérimentales des modules d'élasticité ont été effectuées sur des composites chaux-chanvre avec des concentrations volumiques de chènevotte comprises entre 0 et 35% dans le cadre des travaux de thèse de Thanh Hùng Phạm (Phạm, 2014). La diminution du module d'élasticité avec l'augmentation de la concentration volumique de chènevotte illustrée en Figure III – 27 peut être correctement approchée par des méthodes d'homogénéisation dans la plage de concentration volumique considérée (Phạm et al., 2013).

Les différentes méthodes utilisées, Hashin-Strikman (HS^+ et HS^-) (Hashin and Shtrikman, 1961) (Hashin and Shtrikman, 1963), auto-cohérente (AC) (Hill, 1965) et Mori-Tanaka (MT) (Mori and Tanaka, 1973), surestiment les valeurs du module élastique du béton de chanvre. L'approche auto-cohérente avec une orientation isotrope des particules est la moins éloignée des mesures expérimentales. Une méthode par éléments finis avec des inclusions sphériques et deux configurations de répartitions (périodique et aléatoire) donne des résultats similaires et très proches des résultats de MT et HS^+ (Phạm, 2014).

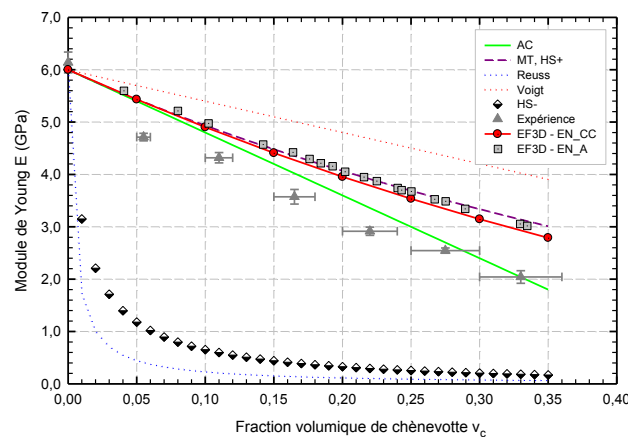


Figure III – 27 : Estimations du module de Young du composite chaux-chanvre en fonction de la fraction volumique de chènevotte v_c ;

Ces observations ouvrent la voie au développement d'approches micromécaniques dédiées afin de prédire au mieux les modules d'élasticité des bétons de chanvre. Sur le plan de la modélisation théorique, l'effet de distribution spatiale des particules sur le comportement mécanique du composite pourrait être également étudié en utilisant d'autres méthodes.

• *Evolution au cours de la maturation*

La résistance à la compression des bétons de chanvre croît significativement après 28 jours du fait principalement de la carbonatation de la chaux aérienne puis d'une partie de la chaux hydratée et des réactions pouzzolaniques éventuelles (Cérézo, 2005) (Nguyen, 2010) (Arnaud and Gourlay, 2012).

Une augmentation globale de la rigidité et de la résistance mécanique est observée, voir Figure III – 28 a) et b). Cette augmentation est d'autant plus sensible que le dosage en liant dans les bétons compactés est élevé (Tronet, 2014).

Globalement, la carbonatation s'accompagne d'une augmentation du volume de pâte de l'ordre de 12 %, ce qui réduit la porosité au sein de la pâte, sans gonflement (diminution de la taille des pores) (Escadeillas et al., 2013). Ainsi, la compacité du matériau et la fraction solide de pâte vont augmenter la raideur du matériau quelle que soit sa formulation. Parallèlement, cette diminution de porosité engendre une légère augmentation du coefficient de Poisson du matériau à l'échelle macroscopique (Tronet, 2014).

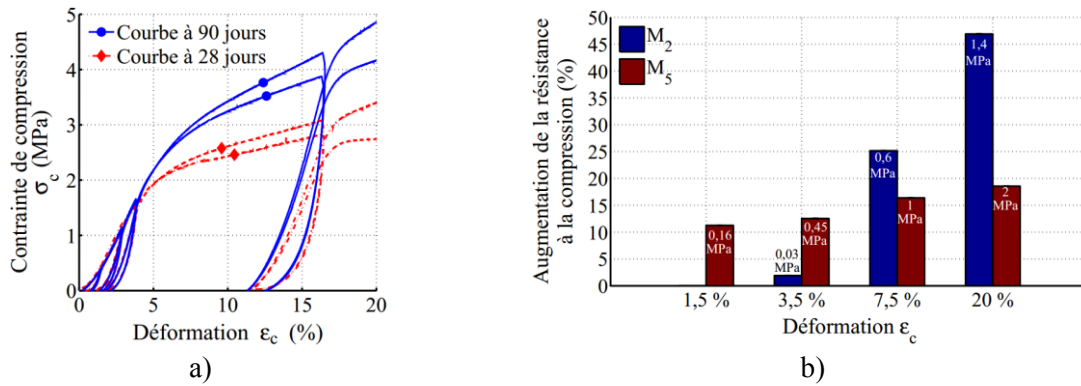


Figure III – 28 : – a) Comportement mécanique de M2 à 28 et 90 jours
– b) Évolution des résistances mécaniques des formulations M2 et M5 pour différentes déformations

• Incidence de la granulométrie

A partir de quatre types d'éprouvettes de béton de chanvre de même composition, mais présentant des répartitions granulométriques différentes, voir Figure III – 29, il apparaît que les résistances mécaniques à 28 jours augmentent sensiblement avec la taille des granulats employés (Nguyen, 2010). Cependant, à 3 mois, pour des béton chanvre modérément compactés, un effet inverse est observé, à savoir une meilleure résistance mécanique pour les éprouvettes constituées de particules de plus faible taille (Arnaud and Gourlay, 2012).

Le délai nécessaire à la carbonatation à cœur des éprouvettes et la variation de la surface spécifique des granulats de béton de chanvre peuvent expliquer cette évolution. Un mélange essentiellement constitué de gros granulats présente une taille moyenne de porosité plus importante favorisant la diffusion du dioxyde de carbone (CO_2) au cœur de l'éprouvette (Lawrence et al., 2006). Si à long terme, la carbonatation est équivalente pour toutes les compositions, elle est plus rapide lorsque de gros granulats sont employés. A 4 mois en revanche, l'usage de granulats plus fins peut limiter l'influence des effets de bord dans l'empilement granulaire. Une meilleure répartition du liant sur une plus grande surface spécifique de granulat permet également, au final, de conférer une résistance mécanique légèrement supérieure aux bétons de chanvre compactés.

Des essais réalisés sur des éprouvettes fortement compactées (Tronet, 2014), à partir de trois répartitions granulométriques différentes obtenues par tamisage montrent que les compressions réalisées à 28 jours sur des éprouvettes de même composition ne présentent pas de différences significatives, voir Figure III – 30. Les taux de compactage élevés entraînent

une déformation des granulats qui réduit fortement la porosité intergranulaire et efface les effets d'une plus grande taille de porosité engendrée par l'emploi de gros granulats.

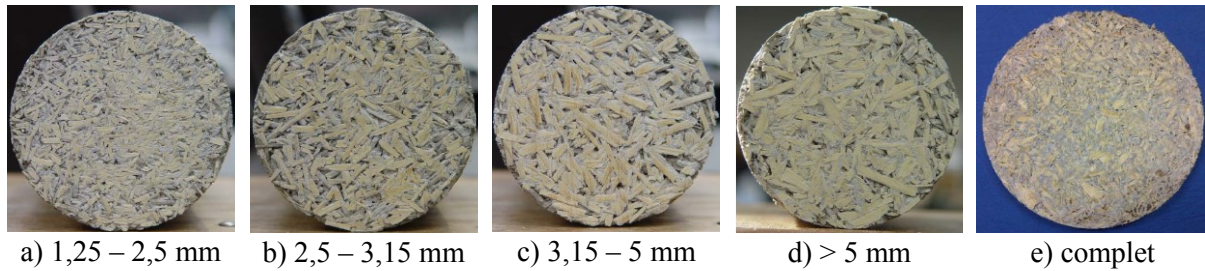


Figure III – 29 : Béton de chanvre fabriqué avec le granulat CP selon différentes coupures granulométriques, – a) refus au tamis de 1,25 mm et passant au tamis de 2,5 mm
– b) refus au tamis de 2,5 mm et passant au tamis de 3,15 mm
– c) refus au tamis de 3,15 mm et passant au tamis de 5 mm
– d) refus au tamis de 5 mm
– e) granulométrie complète du granulat CP

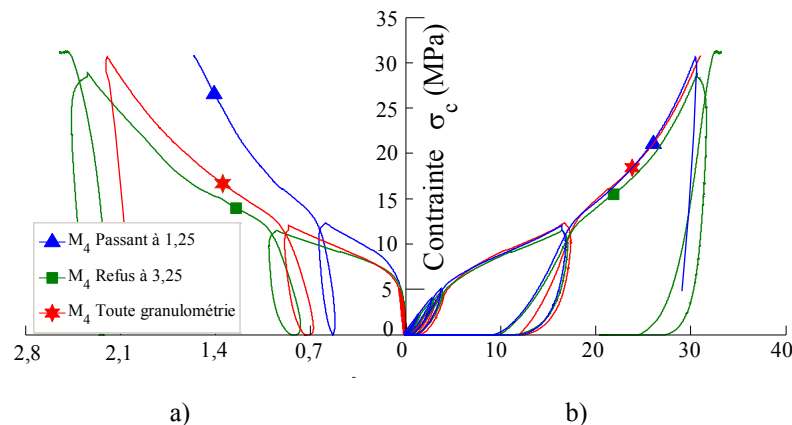


Figure III – 30 : – Comportement mécanique à 28 jours d'éprouvettes de formulation M4 avec différentes granulométries de chènevotte
– a) Taux de déformation transversale $\varepsilon_{trans}(\%)$ – b) Taux de déformation longitudinale $\varepsilon_c (\%)$

• Effet de la présence des fibres corticales

Les fibres corticales sont assimilées à la chènevotte et pour une même composition, la présence de fibres corticales dans le mélange entraîne une teneur en chènevotte « pure », issue de la partie boisée de la tige, légèrement plus faible (Nguyen, 2010). En présence de chènevotte fibrée de type « CF, le compactage nécessite une contrainte plus faible qu'avec une chènevotte de type « CP ». Les résistances mécaniques après maturation sont alors légèrement plus faibles en présence de fibres, mais le matériau présente une phase d'écrouissage plus étendue avec une déformation à rupture beaucoup plus importante, voir Figure III – 31 a) et b). Les fibres retardent la rupture du matériau en maintenant sa cohésion dans les zones fissurées.

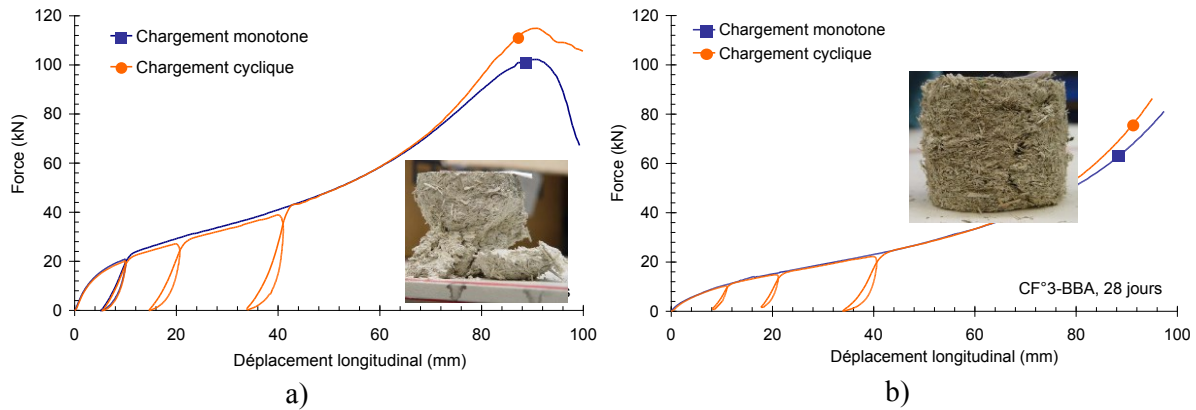


Figure III – 31 : Courbes force-déplacement et ruptures obtenues lors de l'écrasement des éprouvettes 100×200 mm de béton de chanvre avec des granulats de type : -a) CP - b) CF

4.b Conductivité thermique

L'optimisation du procédé de préfabrication à partir du béton de chanvre, a montré que leur compactage à l'état frais conduisait à une amélioration notable de leurs caractéristiques mécaniques : meilleures caractéristiques mécaniques et qualité de parement. Toutefois ce compactage conduit à une augmentation du poids volumique (ou augmentation de la compacité) et par conséquent à une diminution de sa porosité. Le volume d'air occlus conférant une faible conductivité thermique au matériau y est donc réduit.

Il est donc nécessaire de confronter les effets du compactage lors de la mise en œuvre sur les caractéristiques à la fois mécaniques et thermiques des bétons de chanvre afin d'évaluer la pertinence d'un tel procédé pour leur élaboration au regard de la fonction d'isolation thermique du matériau.

- **Mesure de la conductivité thermique**

Celle-ci est mesurée en régime stationnaire dans une plage de température proche de 20°C selon la technique de plaque chaude gardée (Klarsfeld and De Ponte, 2002). Le dispositif utilisé a été développé au laboratoire (Carré and Le Gall, 1990) et est présenté en Figure III – 32.

La cellule de mesure est constituée d'une plaque froide (F) et d'une garde arrière (G), usinées dans du cuivre massif afin d'assurer une bonne homogénéité des températures, ainsi que d'un élément chauffant (C). La garde arrière permet de s'assurer que l'intégralité de la puissance dissipée dans l'élément chauffant pénètre dans l'échantillon. L'élément chauffant (C) est constitué d'une plaque de cuivre de 2 mm d'épaisseur sur laquelle est collé un film chauffant. Il est isolé de la garde arrière par 8 mm d'isolant (I) (Nguyen et al., 2010).

La densité de flux de chaleur traversant l'échantillon est déterminée au niveau de l'élément chauffant central de $60 \times 60 \text{ mm}^2$, comme le rapport de la puissance dissipée P sur la surface S . Une modélisation tridimensionnelle des champs de températures dans les échantillons permet de définir les conditions de températures à respecter pour que l'erreur

induite par l'approximation du modèle monodimensionnel soit négligeable. Connaissant le gradient de température dans l'échantillon en régime permanent, $-dT/dx$, la conductivité thermique, λ ($\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$), s'exprime alors selon la relation : $\lambda = -(P/S)/(dT/dx)$.

La conductivité thermique est mesurée sur des échantillons parallélépipédiques séchés à 60°C en étuve ventilée jusqu'à masse constante. La mesure de ces différents paramètres conduit à une incertitude de $\pm 7\%$ pour la détermination λ .

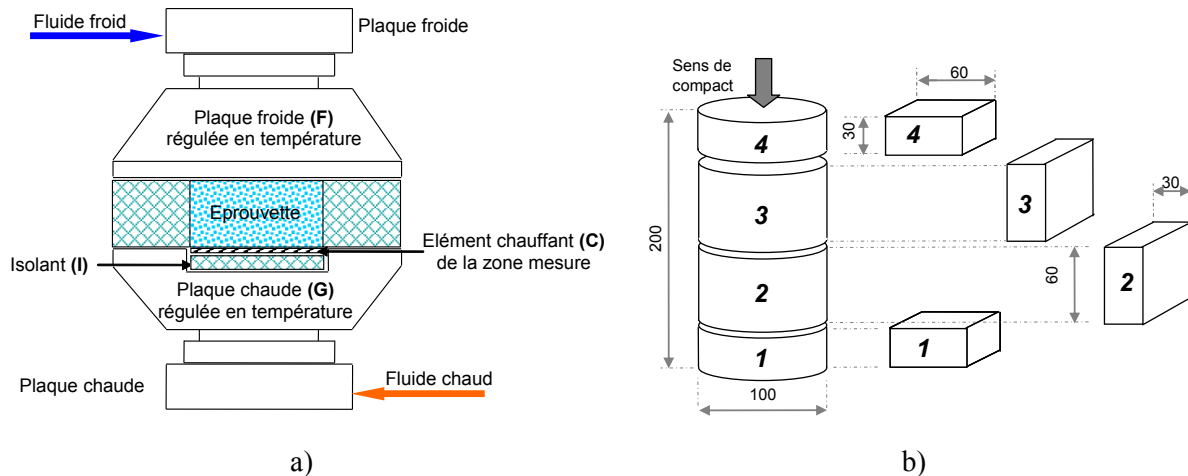


Figure III – 32 : – a) Schéma du dispositif de mesure de la conductivité thermique (méthode de la plaque chaude gardée – b) Schéma du découpage des parallélépipèdes à partir d'une éprouvette cylindrique (dimensions en millimètres).

• *Extraction des échantillons*

Des échantillons prismatiques de $60 \times 60 \times 30 \text{ mm}^3$ destinés à la mesure de la conductivité thermique sont extraits des éprouvettes cylindriques, de 100 mm de diamètre et 200 mm de hauteur, confectionnées par compactage des mélanges à l'état frais. Ces échantillons sont prélevés à différentes hauteurs dans l'éprouvette afin d'évaluer l'effet du gradient de compacité induit par le frottement aux parois, selon un plan axial et transversal de manière et évaluer l'anisotropie de la conductivité thermique engendrée par l'orientation des fibres lors du compactage à la mise en œuvre, voir Figure III – 32 b).

Le flux de chaleur étudié traverse l'échantillon prismatique perpendiculairement au grand coté (face carrée de $60 \times 60 \text{ mm}^2$). Selon l'orientation de l'échantillon prismatique prélevé, les conductivités thermiques axiales (parallèles au sens de compactage), notées λ_v , ou transversales (perpendiculairement au sens de compactage), notées λ_h , sont mesurées.

• *Anisotropie des éprouvettes confectionnées*

L'orientation préférentielle dans le plan horizontal, perpendiculaire au sens du compactage, des particules de chènevotte est illustrée par l'observation des coupes réalisées dans les éprouvettes cylindriques, voir Figure III – 33 a) et b). Cette orientation préférentielle est d'autant plus marquée que la concentration en granulats (en kg/m^3) augmente.

Les particules de chènevottes sont elles-mêmes anisotropes, du fait de l'orientation des capillaires dans la partie boisée de la tige, voir § 2.a. Dans le bois par exemple, la conductivité thermique longitudinale (parallèle aux capillaires) est plus grande que celles perpendiculaires, radiales ou tangentielles (Carré and Le Gall, 1990) (Suleiman et al., 1999). Cette anisotropie à l'échelle des particules amplifie encore l'effet de l'orientation sur l'anisotropie globale du matériau.

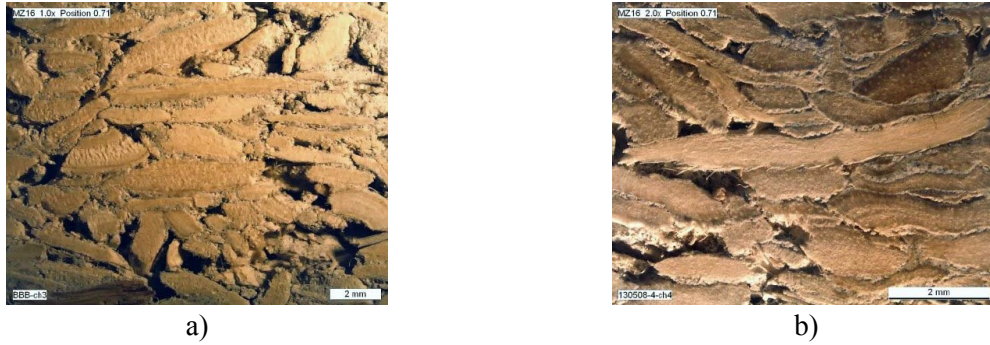


Figure III – 33 : – Observation de coupes longitudinales d'éprouvettes cylindriques de béton de chanvre compacté à l'état frais avec des contraintes de compactage croissantes accentuant l'orientation préférentielle des particules dans le plan orthogonal au sens de compactage (horizontal).

- **Anisotropie des conductivités thermiques**

Les mesures confirment une différence significative entre la conductivité thermique verticale λ_v et celle horizontale λ_h , voir Figure III – 34, avec des valeurs qui encadrent, quelle que soit la composition employée, les valeurs moyennes mesurées pour des bétons peu compactés (Cérézo, 2005). Les valeurs de λ_h sont ici obtenues à partir des moyennes entre λ_2 et λ_3 et celle de λ_v entre λ_1 et λ_4 , voir Figure III – 32 b) (Nguyen, 2010).

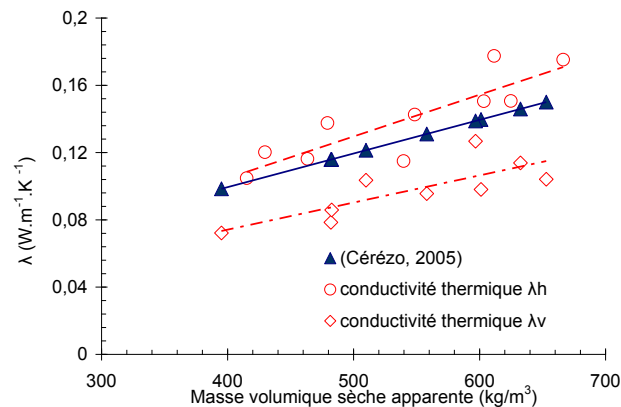


Figure III – 34 : – Comparaison des mesures de conductivités thermiques verticales et horizontales selon la masse volumique sèche des bétons de chanvre pour différentes compositions.

Dans tous les cas, la conductivité thermique λ_h est toujours supérieure à la conductivité thermique λ_v . En considérant une loi des mélanges, la structure de type stratifié illustrée en Figure III – 33 fait que λ_v tend vers la borne inférieure de Reuss tandis que λ_h tend vers la borne supérieure de Voigt. On observe généralement que le rapport λ_v/λ_h est environ égal à 2/3, pour des éprouvettes dont la masse volumique est comprise entre 400 et 650 kg/m³.

○ *Cas des forts dosages en chènevotte*

Pour des bétons de chanvre fortement compactés où le volume de pâte de liant est substitué par de la chènevotte (Tronet, 2014), l'augmentation de λ_h selon la compacité est quasi linéaire tandis que l'évolution de λ_v est peu significative, voir Figure III – 35 a) et b).

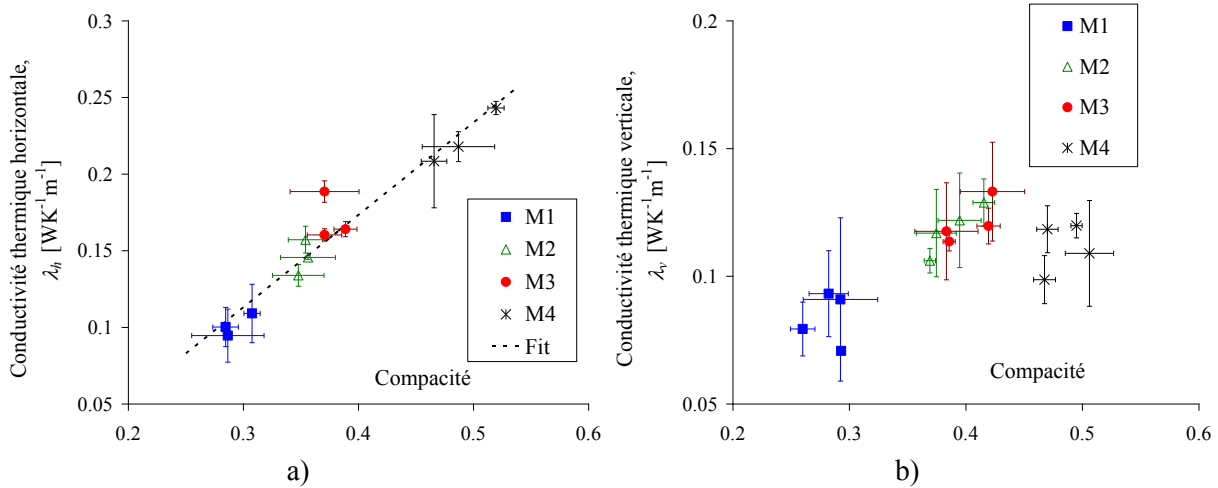


Figure III – 35 : Evolution selon la compacité des bétons de chanvre fortement compactés :

- a) de la conductivité thermique horizontale, λ_h
- b) de la conductivité thermique verticale, λ_v

Cette observation confirme la forte orientation de la porosité au sein du matériau lorsque la densité en chènevotte est élevée, puisque λ_h tend à se stabiliser sur la borne inférieure de Reuss tandis que λ_v continue toujours d'évoluer quasi linéairement avec la compacité, selon la borne supérieure de Voigt.

○ *Cas des faibles fractions volumiques en chènevotte*

Dans le cadre des travaux de thèse de Thanh Hùng Phạm, (Phạm, 2014), des mesures expérimentales de conductivités thermiques effectuées sur des composites chaux-chanvre avec des concentrations volumiques de chènevotte comprises entre 0 et 30 % sans orientation préférentielle des particules sont réalisées. La diminution de la conductivité thermique avec l'augmentation de la concentration volumique de chènevotte, reportée en Figure III – 36 peut être correctement approchée par des méthodes d'homogénéisation dans la plage de concentration volumique considérée (Phạm et al., 2012).

Les différentes méthodes d'homogénéisation utilisées, auto-cohérente (AC) (Hill, 1965) Mori-Tanaka (MT) (Mori and Tanaka, 1973), et Halpin-Tsai (Halpin and Kardos, 1976), surestiment les valeurs de conductivité thermique du béton de chanvre. L'approche auto-cohérente avec une orientation isotrope des particules est la moins éloignée des mesures expérimentales. La méthode des éléments finis pour des orientations alignées avec un flux de chaleur appliqué transversalement donne de meilleures prédictions de la conductivité thermique du composite.

Ces observations ouvrent la voie au développement d'approches dédiées afin de prédire au mieux, les conductivités thermiques ou autres propriétés de transferts, telles que la

perméabilité, de ce type de matériaux composites. La difficulté de ce type d'approche réside dans la caractérisation de chacune des phases très contrastées (pâte de chaux et chènevotte).

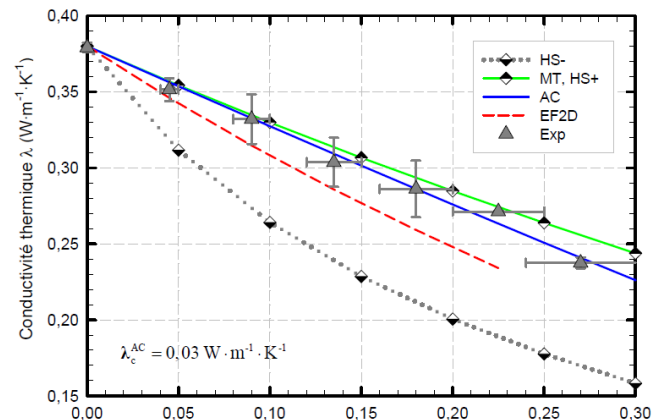


Figure III – 36 : Estimation la conductivité thermique de composite chaux-chanvre (pour de faibles fractions volumiques en chènevotte) à partir de la valeur de la conductivité thermique identifiée selon l'approche auto-cohérente.

4.c Perméabilité au gaz

Le béton de chanvre dispose d'un volume de porosité ouverte important conférant au matériau des propriétés de régulation de l'humidité relative avec une capacité importante d'adsorption en son sein. Largement étudié dans la littérature, le caractère hygroscopique du béton de chanvre, même s'il affecte la conductivité thermique du matériau lorsque sa teneur en eau augmente, permet de réguler avantageusement l'humidité relative de l'air ambiant (Collet, 2004) (Samri, 2008) (Evrard, 2008) (Tran Le et al., 2010) (Collet et al., 2013) notamment lorsque le dosage en chanvre est important (de Bruijn and Johansson, 2013) en procurant un niveau de confort thermique remarquable pour les usagers, même pour de faibles températures intérieures (17 ou 18°C, parfois moins) (Ait Oumeziane, 2013).

Parallèlement, la perméabilité à l'air de ce matériau constitutif de l'enveloppe du bâtiment est également une caractéristique importante, dans la mesure où elle doit être maîtrisée, afin de permettre un flux de vapeur d'eau vers l'extérieur et éviter tout phénomène de condensation préjudiciable à la durabilité de béton de chanvre suite au développement de moisissures ou de champignons biodégradant prématurément la chènevotte.

Bien qu'il n'existe pas de relation directe entre la perméabilité à l'air et à la vapeur d'eau dans un matériau hygroscopique, cette première étude donne des indications sur l'évolution de la perméabilité à l'air et de la microstructure des bétons de chanvre compactés à la mise en œuvre. Cette propriété, mesurée dans l'axe du compactage est censée être la plus faible, étant donné l'anisotropie engendrée par le compactage, voir parties précédentes.

• **Microstructure des bétons de chanvre**

Au sein du composite chaux-chanvre, mis en œuvre par projection ou par banchage, la fraction volumique solide est généralement faible comparée au volume des vides. Les caractéristiques mécaniques, thermiques, hygroscopiques et acoustiques de ces matériaux sont fortement liées à la structure poreuse.

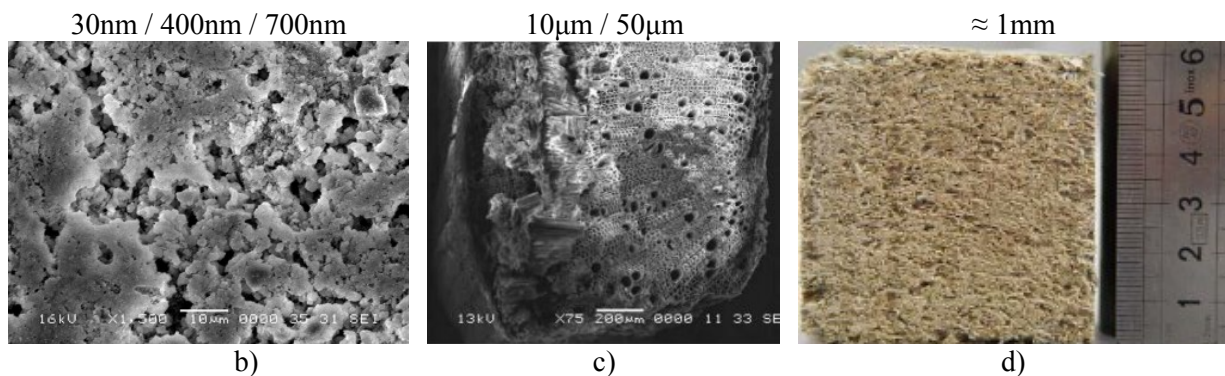
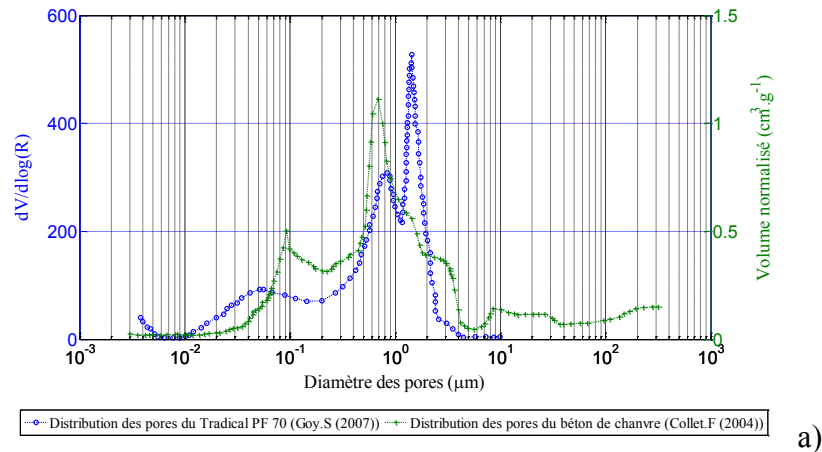


Figure III – 37 : – Répartition du volume des porosités au sein d'un composite de chaux Tradical® PF70 et de chènevotte – a) mesure au porosimètre à mercure (Collet, 2004) (Goyer, 2007)
 – b) Porosité d'une pâte de chaux Tradical® PF70 durcie avec un rapport E/L = 0,5
 c) Porosité de la partie boisée de la tige de chanvre dont sont issues les particules de chènevotte
 d) Porosité liée aux vides intergranulaires dans le béton de chanvre.

La Figure III – 37 a), tirée de (Collet, 2004) et (Goyer, 2007), montre la répartition des pores entre 10 nm – 100 μm relatifs à une pâte de chaux seule, également présente dans un béton de chanvre fabriqué avec la même chaux. Ensuite, cette distribution de porosité est très variable (Collet, 2004) (Cérézo, 2005) (Nozahic, 2012) étant donné la multitude des formulations de béton de chanvre existantes. Néanmoins, il ressort l'existence de trois classes principales de pores (Magniont, 2010) :

– La porosité microscopique, inhérente à la pâte de liant, avec des modes de distributions de diamètre autour de 60 nm, 450 nm et 700 nm, (Collet, 2004) (Samri, 2008) voir Figure III – 37 b).

– Deux familles de porosités mésoscopiques, comprises entre 10 et 50 μm et entre 100 et 400 μm, correspondant au réseau capillaire interne aux particules de chènevotte ainsi qu'à l'entraînement d'air dans la pâte de liant, (Nguyen, 2010), voir Figure III – 37 c).

– Enfin les porosités macroscopiques, de l'ordre du millimètre, qui sont en règle générale assimilées au volume d'air présent au sein de l'empilement des granulats végétaux (Glé et al., 2011), voir Figure III – 37 d).

L'essentiel du réseau capillaire de la chènevotte s'organise comme des canaux poreux interconnectés et la porosité ouverte s'avère être en général très voisine de la porosité totale (Nozahic, 2012). Si la macroporosité est significativement réduite par la compaction à la mise en œuvre, la porosité mésoscopique, notamment celle des granulats, pilote les propriétés de transfert, dont la perméabilité, ainsi que la conductivité thermique du matériau.

• Observation de la porosité mésoscopique par tomographie

Un échantillon parallélépipédique de $40 \times 40 \times 50$ mm est prélevé au centre des disques découpés dans la partie médiane des éprouvettes réalisées. Cet échantillon est prélevé sur les disques dont la perméabilité a été mesurée avant au perméamètre à gaz, voir Figure III – 38 a) et b). L'analyse au micro tomographe, voir Figure III – 38 c) permet ensuite une analyse en 3 dimensions de la structure poreuse de l'échantillon.

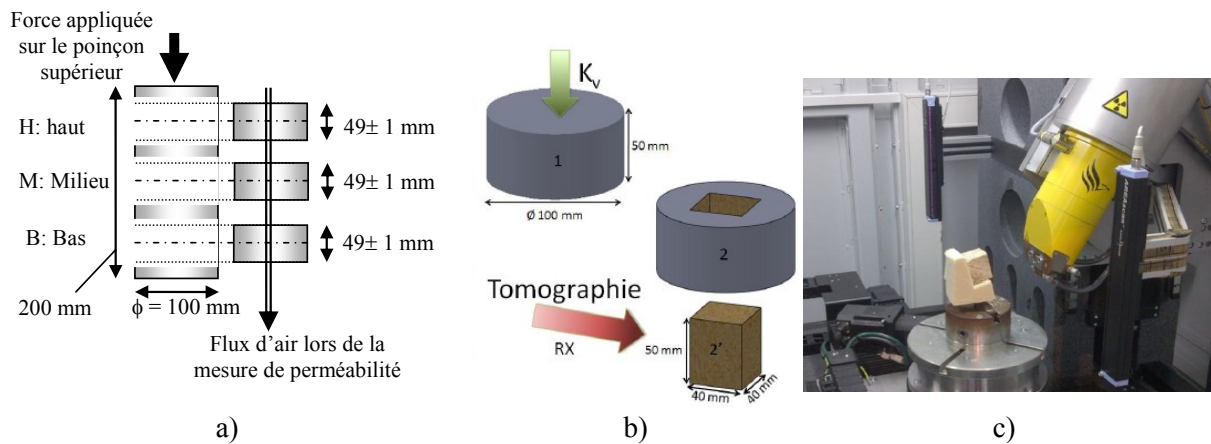


Figure III – 38 : – a) Découpage des échantillons pour la mesure de perméabilité et l'observation par tomographie – b) Photographie du micro tomographe utilisé

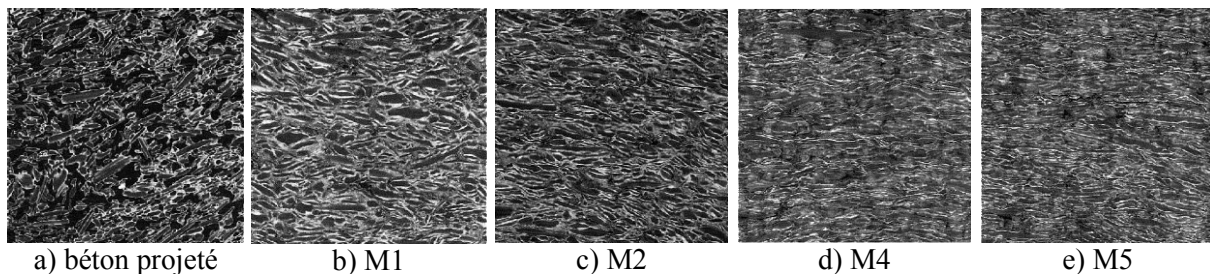


Figure III – 39 : Vue en coupe des différentes formulations (34 mm de côté)
– a) béton de chanvre projeté, – b) M1, – c) M2, – d) M4, – e) M5

Les particules de chènevotte, même compactées, sont essentiellement constituées de vide. Les parois cellulaires qu'elles contiennent sont principalement constituées d'atomes

(Carbone, Oxygène, Hydrogène) disposant d'un faible numéro atomique, et présentent de ce fait une faible absorbance aux rayons X, (Ceyte, 2008). Il en résulte une faible différenciation entre les particules de chènevotte et le volume de vides inter-granulaires, voir Figure III – 39.

L'analyse des données récoltées (Tronet, 2014) confirme une diminution de la porosité intergranulaire avec l'intensité de compactage appliquée lors de la confection des éprouvettes, voir Tableau III – 3. L'amplitude du compactage induit également une orientation préférentielle croissante des particules dans le plan orthogonal au sens de compactage, comme l'illustrent les différentes coupes verticales déduites de l'analyse tridimensionnelle, voir Figure III – 39.

- **Mesure de perméabilité**

Pour chaque formulation, la perméabilité des éprouvettes est mesurée au gaz à partir d'échantillons séchés à 60°C en étuve ventilée jusqu'à masse constante. Ces échantillons sont des disques prélevés sur les parties supérieures, médiane et inférieure des éprouvettes cylindriques confectionnées par compactage voir Figure III – 38 a). Le dispositif de mesure de perméabilité au gaz utilisé est similaire à celui présenté en Figure I – 2, équipé maintenant avec des débitmètres massiques d'azote en entrée et sortie de cellule (Kameche et al., 2014).

Les perméabilités mesurées sont relativement élevées pour ce type de dispositif, si bien que les pressions d'injection ont été limitées, pour être comprises entre 4 et 20 kPa. La perméabilité intrinsèque de chaque échantillon est ensuite déduite à partir de plusieurs mesures de perméabilité apparente en déduisant les écoulements turbulents selon l'équation (I – 8) et la méthode décrite dans la partie 2.a du chapitre I.

Seule la perméabilité au gaz dans l'axe du compactage est ici mesurée. Il est clair que compte tenu de l'anisotropie des éprouvettes compactées, voir Figure III – 33 et Figure III – 39 b) à e), la perméabilité dans les directions orthogonales est supérieure. Cependant, cette perméabilité axiale sert de premier indicateur des capacités de transfert du matériau compacté, notamment dans la perspective de l'utilisation de plaques de béton de chanvre compactées comme couche isolante.

- **Effet de la contrainte de compactage et de la teneur en chènevotte**

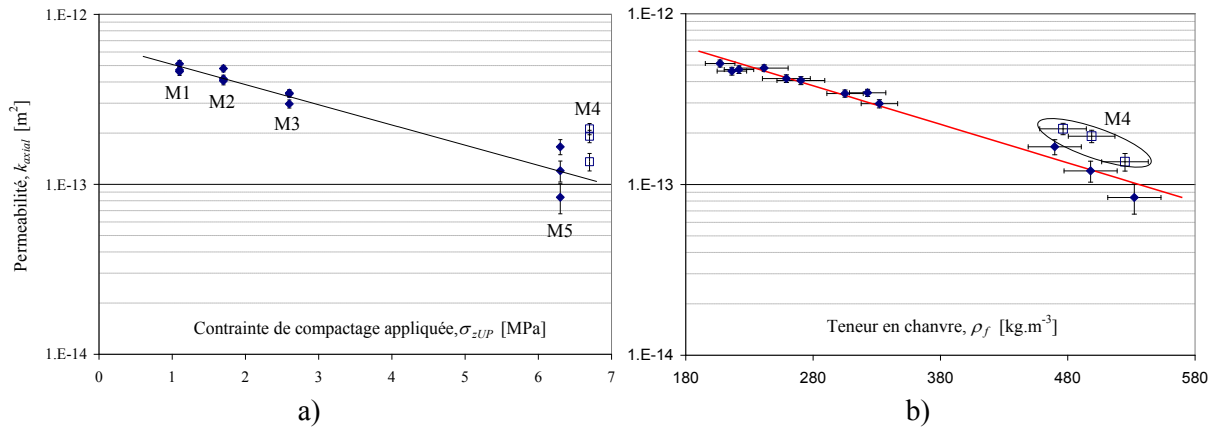
Comme attendu, l'augmentation de la contrainte de compactage, qui engendre globalement une augmentation de la compacité, entraîne une diminution de la perméabilité des bétons de chanvre, voir Figure III – 40 a) et b). Pour une compacité identique, c'est-à-dire pour toutes les formulations sauf M4, l'évolution de la perméabilité axiale, k_{axial} , selon la contrainte de compactage appliquée, σ_{zUP} , est globalement exponentielle, du type $k_{axial} = \alpha \exp(-\beta \sigma_{zUP})$ ou α et β sont des constantes positives (Picandet et al., 2015).

Pour une même compacité visée, la contrainte de compactage dépend essentiellement de la masse volumique de chènevotte dans le matériau final, voir Tableau III – 3. Ici, une corrélation de type exponentiel permet également un très bon ajustement de la perméabilité selon les densités en chènevotte, ρ_f , déduites de la compacité de chacun des disques testés.

Avec des procédés similaires de compactage de copeaux de bois ou de fibres de kénaf, le même type de relation est également observé (Ali et al., 2014). La relation empirique suivante est d'ailleurs proposée (Thoemen et al., 2008) :

$$k_v = \exp\left(a + b\rho_f + c/\ln(\rho_f)\right) \quad (\text{III} - 22)$$

où a , b et c sont les paramètres du modèle. Généralement la valeur du dernier paramètre, c , est très faible et peut être négligée (Thoemen et al., 2008). L'ajustement de ce modèle au béton de chanvre compacté présentant une même masse volumique globale initiale (816 kg/m^3) conduit à des valeurs de $a = -27,1$ et $b = -5,2$, voir Figure III – 40 b).



Il est intéressant de noter que dans le cas du mélange M4, pour une même masse volumique de chènevotte que M5, une augmentation de pâte de chaux conduit à une perméabilité supérieure, en dépit d'une contrainte de compactage σ_{zUP} supérieure.

• Relation entre la perméabilité mesurée et la perte en eau des éprouvettes

Le premier effet de la variation de perméabilité des éprouvettes peut être mis en évidence par les différentes cinétiques et amplitudes de séchage. Durant la phase de maturation (90 jours à 20°C et $70 \pm 5\%$ d'Humidité Relative), une compétition entre hydratation et séchage se produit certainement au sein des éprouvettes. Les éprouvettes les moins perméables, quelles que soient leurs compacités initiales, présentent une perte en eau selon une relation quasi linéaire avec leur perméabilité moyenne, voir Figure III – 41 a).

La variation de compacité au sein des éprouvettes confectionnées explique la légère croissance de perméabilité vers le bas des éprouvettes, proche du fond de moule, et la dispersion des mesures reportées sur les graphiques en Figure III – 40 a) et Figure III – 41 pour une même éprouvette. Après un séchage jusqu'à masse constante en étuve ventilée à 60°C , une relation linéaire apparaît entre la perméabilité des échantillons, mais seulement pour les échantillons ayant une même masse volumique globale initiale (816 kg/m^3), i.e. excepté pour M4, voir Figure III – 41 b).

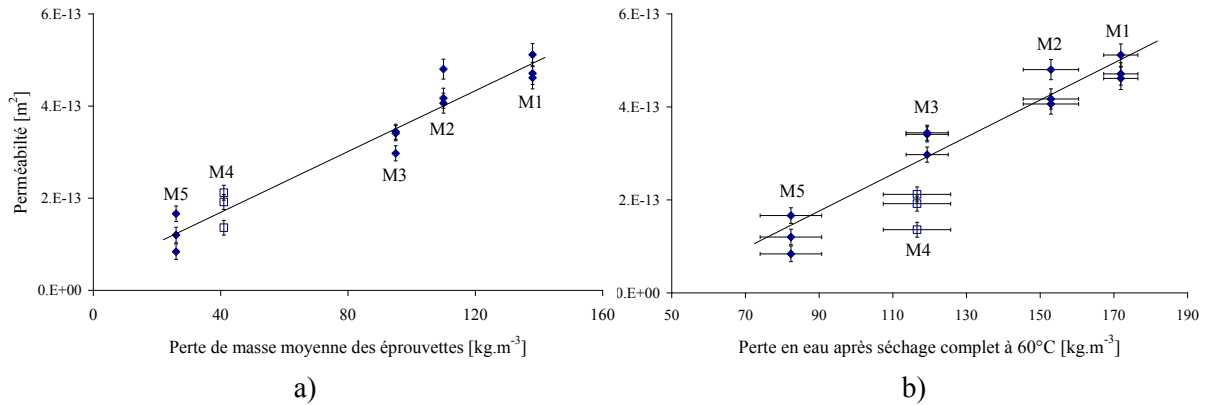


Figure III – 41 : – Relation entre les perméabilités des échantillons et les pertes en eau
 – a) des éprouvettes durant la phase de cure (90 jours à 20°C et 70 ± 5% d'Humidité Relative) :
 – b) des disques extraits après un séchage jusqu'à masse constante en étuve ventilée à 60°C.

La comparaison entre M4 et M5 montre qu'une plus grande teneur en pâte de chaux tend à accroître la perte en eau du matériau lors du séchage. Même avec un faible apport initial d'eau, rapport E/L = 0,55, l'eau demeure en excès à la fin de l'étape de maturation et s'évapore lors du séchage à 60°C, pour laisser probablement place à une porosité importante dans la pâte de liant.

L'augmentation du volume de pâte de liant ne semble pas altérer significativement le réarrangement des particules de chènevotte lors du compactage, voir § 3.d. L'augmentation du volume de pâte de liant n'augmente pas, mais plutôt diminue légèrement la porosité intergranulaire.

Dans cette configuration de percolation axiale, ces résultats laissent supposer que la pâte de liant durcie présente, malgré un rapport eau liant effectif assez limité, la voie préférentielle du flux de gaz imposé lors de la percolation dans la direction de compression, avec une perméabilité supérieure à celle des particules de chènevotte compactées (Picandet et al., 2015). L'essentiel des transferts se produit alors dans la fraction volumique de pâte de liant durcie disposée en fines couches entre les granulats compactés de chènevotte ou à l'interface avec ces derniers.

5. Conclusions du chapitre III

Les bétons de granulats d'origine végétale ouvrent de nombreuses perspectives d'applications et de mise en œuvre.

Les travaux auxquels j'ai participé ont permis d'apporter des éléments de caractérisation de ces granulats, préalable nécessaire à la meilleure définition de la formulation de ces bétons.

Ces travaux ont également permis d'explorer un mode de mise en œuvre par compactage à l'état frais afin d'optimiser le matériau sur le plan de son comportement mécanique et sur le plan environnemental en réduisant la quantité de liant (à base de chaux) utilisée.

Parallèlement, des méthodes de caractérisation et des valeurs de références ont été établies quant aux propriétés mécaniques et à la conductivité thermique des composites chaux-chanvre et des bétons de chanvre compactés présentant un caractère anisotrope.

- Caractérisation des granulats bio-sourcés

Le tamisage est mal adapté aux granulats de faible masse volumique apparente, de formes allongées et aplaties. La méthode par analyse d'image présente une alternative intéressante. Différents algorithmes d'analyse d'image montrent que lorsqu'ils sont utilisés avec un grand nombre de particules, des résultats statistiquement robustes sont obtenus. Dans le cas de chènevottes, un échantillonnage de 4 g de matériaux suffit à fournir des résultats fiables. Par recoupement, ces résultats tendent à montrer que le tamisage conduit à discriminer les particules selon leur largeur uniquement.

En pratique, l'analyse d'image ne nécessite pas de matériel sophistiqué : un scanner de bureautique (ou un appareil photo numérique) et un logiciel gratuitement accessible et « open source ». Les distributions obtenues, du fait du processus de broyage induit par le défibrage, sont souvent unimodales et peuvent être correctement approchées selon une loi log-normale classique. La moyenne géométrique pondérée et l'écart type associé constituent alors les premiers paramètres représentatifs au regard de l'empilement granulaire dans les matériaux.

Ce travail de caractérisation, initié dans la thèse de Tai Thu Nguyen (Nguyen, 2010) a été par la suite étendu à d'autres variétés de chanvre (Fidelius, 2008) (Picandet, 2013a) (Tronet, 2014) ou d'anas de lin (Youssef, 2009). Epruvé dans le cadre des RRT « Round Robin Tests » effectués par le « RILEM Technical Committee 236-BBM (Bio-aggregate-based building Materials) », il a permis de proposer des recommandations quant à la définition de la granulométrie de telles particules. C'est également dans le cadre de ces RRT, que les caractérisations de la masse volumique sèche en vrac et de la capacité d'absorption des granulats ont pu être mieux définies.

Enfin, l'étude des propriétés mécaniques de la partie boisée dont est issue la chènevotte permet d'accéder à des valeurs caractéristiques à l'échelle de la particule (Phạm, 2014), en vue d'approcher ensuite le comportement mécanique du composite chaux-chanvre ou de l'empilement granulaire à l'échelle macro.

- Etude de la mise en œuvre par compactage

Les travaux réalisés ont démontré que ce procédé de mise en œuvre permettait de produire des bétons de chanvre avec une bonne reproductibilité, tout en substituant avantageusement sur les plans environnemental, mécanique et thermique, de la pâte de liant par de la chènevotte densifiée. (Nguyen et al., 2010) (Nguyen, 2010) (Tronet, 2014). Avec différentes formulations optimisées en ce sens, les expériences de compactage à la mise en œuvre montrent que les éprouvettes produites présentent un gradient de compacité : par effet de frottement aux parois, elles sont plus compactes dans leur partie supérieure, proche du poinçon mobile contraignant le déplacement du matériau dans la matrice. A l'aide d'une matrice instrumentée, la mesure des contraintes aux parois permet d'analyser les paramètres amplifiant ce phénomène. Les formulations peuvent ainsi être optimisées selon la compacité ciblée avec la technologie employée (Tronet et al., 2014).

- Propriétés des composites chaux-chanvre

La densité de chènevotte améliore nettement la ductilité et la résistance en compression du béton de chanvre, notamment selon l'axe du compactage réalisé (Nguyen et al., 2009) (Nguyen, 2010) (Tronet, 2014). L'orientation préférentielle des particules dans le plan orthogonal au sens de compactage, induit des propriétés isotropes transverses dans le matériau préfabriqué. Globalement, l'augmentation relative de la conductivité thermique est beaucoup moins significative que le gain de résistance en compression obtenu (Nguyen et al., 2010). Les éléments préfabriqués peuvent également être fonctionnalisés en optimisant leur orientation dans l'enveloppe du bâtiment pour tirer le meilleur parti de leurs caractéristiques mécaniques, ou de leurs propriétés de transfert hygrothermique.

Une large gamme de compositions a été étudiée, en adaptant les moyens de mesures et les méthodes d'analyse appliqués pour les matériaux de construction traditionnels. Des matériaux modèles avec une faible fraction volumique de chènevotte entre 0 et 30 % (Phạm, 2014) (soit une densité en chènevotte inférieure à 100 kg/m^3) à des compositions compactées avec densités de chènevotte comprises entre 215 et 500 kg/m^3 ont été confectionnés, testés et analysés. Le comportement du matériau mature passe alors de celui de la pâte de liant pure pour tendre vers celui du granulat compacté, c'est-à-dire d'un comportement élastique fragile vers un comportement élasto-plastique avec une phase d'écrouissage importante due à sa densification lors de la compression (Nguyen, 2010) (Tronet, 2014).

L'observation de leurs microstructures, inter et intra particulaire confirme le caractère isotrope transverse aux différentes échelles d'observations. L'amplitude du compactage accentue cette anisotropie, comme le confirment les mesures de conductivité thermique (Tronet, 2014) et leur résistance mécanique en compression (Youssef et al., 2015).

Même si davantage d'investigations sont encore nécessaires, les mesures de perméabilité au gaz laissent supposer que pour des bétons de chanvre compactés, l'essentiel des transferts dans l'axe du compactage se produit au sein de la pâte de liant qui représente pourtant une faible fraction volumique du matériau (Picandet et al., 2015). Ce point confirme le rôle prépondérant de la pâte de chaux dans la régulation hygrothermique de ce type de matériau.

6. Références bibliographiques du chapitre III

- Ali, I., Jayaraman, K., and Bhattacharyya, D. (2014). Implications of fiber characteristics and mat densification on permeability, compaction and properties of kenaf fiber panels. *Ind. Crops Prod.* 61, 293–302.
- Allaire, S.E., and Parent, L.-E. (2004). Physical Properties of Granular Organic-based Fertilisers, Part 1: Static Properties. *Biosyst. Eng.* 87, 79–87.
- Allaire, S., and Parent, L.-E. (2003). Size Guide Number and Rosin–Rammler Approaches to describe Particle Size Distribution of Granular Organic-based Fertilisers. *Biosyst. Eng.* 86, 503–509.
- Arnaud, L., and Gourlay, E. (2012). Experimental study of parameters influencing mechanical properties of hemp concretes. *Constr. Build. Mater.* 28, 50–56.
- Banks, W.B. (1973). Water uptake by scots pine sapwood, and its restriction by the use of water repellents. *Wood Sci. Technol.* 7, 271–284.
- Bevan, R., and Woolley, T. (2008). Hemp lime construction: a guide to building with hemp lime composites (London: IHS BRE Press).
- Bitra, V.S.P., Womac, A.R., Chevanan, N., Miu, P.I., Igathinathane, C., Sokhansanj, S., and Smith, D.R. (2009a). Direct mechanical energy measures of hammer mill comminution of switchgrass, wheat straw, and corn stover and analysis of their particle size distributions. *Powder Technol.* 193, 32–45.
- Bitra, V.S.P., Womac, A.R., Yang, Y.T., Miu, P.I., Igathinathane, C., and Sokhansanj, S. (2009b). Mathematical model parameters for describing the particle size spectra of knife-milled corn stover. *Biosyst. Eng.* 104, 369–383.
- Bitra, V.S.P., Womac, A.R., Yang, Y.T., Miu, P.I., Igathinathane, C., Chevanan, N., and Sokhansanj, S. (2011). Characterization of wheat straw particle size distributions as affected by knife mill operating factors. *Biomass Bioenergy* 35, 3674–3686.
- Boulloc, P., Allegret, S., Arnaud, L., and Collectif (2006). *Le chanvre industriel : Production et utilisations* (Paris: Editions France Agricole).
- De Bruijn, P.B., and Johansson, P. (2013). Moisture fixation and thermal properties of lime–hemp concrete. *Constr. Build. Mater.* 47, 1235–1242.
- De Bruijn, P.B., Jeppsson, K.-H., Sandin, K., and Nilsson, C. (2009). Mechanical properties of lime–hemp concrete containing shives and fibres. *Biosyst. Eng.* 103, 474–479.
- Bütschi, P.-Y. (2004). *Utilisation du chanvre pour la préfabrication d’éléments de construction*. Thèse de doctorat. Université de Moncton, Canada.
- Canovas, G.V.B., Malave-Lopez, J., and Peleg, M. (1987). Density and compressibility of selected food powders mixtures. *J. Food Process Eng.* 10, 1–19.
- Carré, P., and Le Gall, R. (1990). Définition et détermination des conductivités thermiques dans les structures multicouches C.V.R. – balsa. *Rev. Générale Therm.* 211–215.
- Cérézo, V. (2005). *Propriétés mécaniques, thermiques et acoustiques d’un matériau à base de particules végétales: approche expérimentale et modélisation théorique*. Thèse de doctorat. Ecole doctorale MEGA.
- Ceyte, I. (2008). *Béton de chanvre, définition des caractéristiques mécaniques de la chènevotte (ENTPE)*.

- Chevanan, N., Womac, A.R., Bitra, V.S.P., Igathinathane, C., Yang, Y.T., Miu, P.I., and Sokhansanj, S. (2010). Bulk density and compaction behavior of knife mill chopped switchgrass, wheat straw, and corn stover. *Bioresour. Technol.* 101, 207–214.
- Chtourou, H., Guillot, M., and Gakwaya, A. (2002a). Modeling of the metal powder compaction process using the cap model. Part I. Experimental material characterization and validation. *Int. J. Solids Struct.* 39, 1059–1075.
- Chtourou, H., Gakwaya, A., and Guillot, M. (2002b). Modeling of the metal powder compaction process using the cap model. Part II: Numerical implementation and practical applications. *Int. J. Solids Struct.* 39, 1077–1096.
- Collet, F. (2004). Caractéristique hydrique et thermique de matériaux de génie civil à faibles impacts environnementaux. Thèse de doctorat. INSA de Rennes.
- Collet, F., Bart, M., Serres, L., and Miriel, J. (2008). Porous structure and water vapour sorption of hemp-based materials. *Constr. Build. Mater.* 22, 1271–1280.
- Collet, F., Chamoin, J., Pretot, S., and Lanos, C. (2013). Comparison of the hygric behaviour of three hemp concretes. *Energy Build.* 62, 294–303.
- Construire en Chanvre (2012). Règles professionnelles d'exécution d'ouvrages en béton de chanvre.
- Cooper, A.R., and Eaton, L.E. (1962). Compaction Behavior of Several Ceramic Powders. *J. Am. Ceram. Soc.* 45, 97–101.
- Crônier, D., Monties, B., and Chabbert, B. (2005). Structure and chemical composition of bast fibers isolated from developing hemp stem. *J. Agric. Food Chem.* 53, 8279–8289.
- Dinh, A.T. (2011). Comportement élastique linéaire et non-linéaire du bois en relation avec sa structure. Thèse de doctorat. AgroParisTech.
- Diquélou, Y., Gourlay, E., Arnaud, L., and Kurek, B. (2015). Impact of hemp shiv on cement setting and hardening: Influence of the extracted components from the aggregates and study of the interfaces with the inorganic matrix. *Cem. Concr. Compos.* 55, 112–121.
- Djamarani, K.M., and Clark, I.M. (1997). Characterization of particle size based on fine and coarse fractions. *Powder Technol.* 93, 101–108.
- Doremus, P., Toussaint, F., and Alvain, O. (2000). Simple tests and standard procedure for the characterisation of green compacted powder. In *NATO Advanced Research Workshop on Recent Developments in Computer Modelling of Powder Metallurgy Processes*, N.S. Series, ed. (Kiev, Ukraine: IOS Press), pp. 29–41.
- Elfordy, S., Lucas, F., Tancret, F., Scudeller, Y., and Goudet, L. (2008). Mechanical and thermal properties of lime and hemp concrete ("hempcrete") manufactured by a projection process. *Constr. Build. Mater.* 22, 2116–2123.
- Emami, S., and Tabil, L.G. (2007). Friction and compression characteristics of chickpea flour and components. *Powder Technol.* 175, 14–21.
- Escadeillas, G., Magniont, C., Amziane, S., and Nozahic, V. (2013). Binders. In *Bio-Aggregate-Based Building Materials, Applications to Hemp Concrete*, (ISTE, John Wiley & Sons, Inc.), pp. 75–111.
- Evrard, A. (2008). Transient hygrothermal behaviour of Lime-Hemp Materials. Thèse de doctorat. Université catholique de Louvain.
- Ferreira, T., and Rasband, W. (2012). ImageJ User Guide 1.46r (U.S. National Institutes of Health, Bethesda, Maryland, USA).
- Fidelius, S. (2008). Etude de la mise en œuvre du béton de chanvre pour la construction, mémoire de master recherche. Rapport de Master Recherche. Université de Bretagne Sud.
- Folk, R.L. (1974). *Petrology of Sedimentary Rocks* (Austin, Tex: Hemphill Pub Co).

- Glé, P., Gourdon, E., and Arnaud, L. (2011). Acoustical properties of materials made of vegetable particles with several scales of porosity. *Appl. Acoust.* 72, 249–259.
- Goyer (2007). Caractérisation des propriétés microstructurales et hydriques de béton légers. Application à la modélisation des transferts hydriques (ENTPE-LCPC).
- Groot, C., Larbi, J., and TU Delft: Civil Engineering and Geosciences (1999). The influence of water flow (reversal) on bond strength development in young masonry.
- Halpin, J.C., and Kardos, J.L. (1976). The Halpin-Tsai equations: a review. *Polym. Eng. Sci.* 16, 344–352.
- Harthong, B., Imbault, D., and Dorémus, P. (2012). The study of relations between loading history and yield surfaces in powder materials using discrete finite element simulations. *J. Mech. Phys. Solids* 60, 784–801.
- Hashin, Z., and Shtrikman, S. (1961). Note on a variational approach to the theory of composite elastic materials. *J. Frankl. Inst.* 271, 336–341.
- Hashin, Z., and Shtrikman, S. (1963). A variational approach to the theory of the elastic behaviour of multiphase materials. *J. Mech. Phys. Solids* 11, 127–140.
- Hill, R. (1965). A self-consistent mechanics of composite materials. *J. Mech. Phys. Solids* 13, 213–222.
- Igathinathane, C., Pordesimo, L.O., Columbus, E.P., Batchelor, W.D., and Sokhansanj, S. (2009a). Sieveless particle size distribution analysis of particulate materials through computer vision. *Comput. Electron. Agric.* 66, 147–158.
- Igathinathane, C., Melin, S., Sokhansanj, S., Bi, X., Lim, C.J., Pordesimo, L.O., and Columbus, E.P. (2009b). Machine vision based particle size and size distribution determination of airborne dust particles of wood and bark pellets. *Powder Technol.* 196, 202–212.
- Jacky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *J Soc Hung Arch. Eng* 355–358.
- Jang, W.-Y., and Kyriakides, S. (2009). On the crushing of aluminum open-cell foams: Part II analysis. *Int. J. Solids Struct.* 46, 635–650.
- Janssen, H.A. (1895). Versuche über Getreidedruck in Silozellen. *Ver Dtsch Ing* 39, 1045–1049.
- Jones, W.D. (1960). Fundamental principles of powder metallurgy (E. Arnold).
- Jonsén, P., and Häggblad, H.-Å. (2005). Modelling and numerical investigation of the residual stress state in a green metal powder body. *Powder Technol.* 155, 196–208.
- Kameche, Z.A., Ghomari, F., Choinska, M., and Khelidj, A. (2014). Assessment of liquid water and gas permeabilities of partially saturated ordinary concrete. *Constr. Build. Mater.* 65, 551–565.
- Kawakita, K., and Lüdde, K.-H. (1971). Some considerations on powder compression equations. *Powder Technol.* 4, 61–68.
- Khan, M.M.R., Chen, Y., Laguë, C., Landry, H., Peng, Q., and Zhong, W. (2010). Compressive properties of Hemp (*Cannabis sativa* L.) stalks. *Biosyst. Eng.* 106, 315–323.
- Kim, T.-H., and Hwang, C. (2003). Modeling of tensile strength on moist granular earth material at low water content. *Eng. Geol.* 69, 233–244.
- Klarsfeld, S., and De Ponte, F. (2002). Conductivité thermique des isolants. *Tech. Ing.* R2 930.
- Kwan, A.K.H., Mora, C.F., and Chan, H.C. (1999). Particle shape analysis of coarse aggregate using digital image processing. *Cem. Concr. Res.* 29, 1403–1410.
- Lanos, C., Collet, F., Lenain, G., and Hustache, Y. (2013). Formulation and Implementation. In *Bio-Aggregate-Based Building Materials, Applications to Hemp Concrete*, (ISTE, John Wiley & Sons, Inc.), pp. 27–74.

- Larsson, S.H. (2010). Kinematic wall friction properties of reed canary grass powder at high and low normal stresses. *Powder Technol.* 198, 108–113.
- Lawrence, R.M.H., Mays, T.J., Walker, P., and D'Ayala, D. (2006). Determination of carbonation profiles in non-hydraulic lime mortars using thermogravimetric analysis. *Thermochim. Acta* 444, 179–189.
- Leuenberger, H. (1982). The compressibility and compactibility of powder systems. *Int. J. Pharm.* 12, 41–55.
- Limpert, E., Stahel, W.A., and Abbt, M. (2001). Log-normal distributions across the sciences: keys and clues. *BioScience* 51, 341–352.
- Magniont, C. (2010). Contribution à la formulation et à la caractérisation d'un écomatériau de construction à base d'agroressources. Thèse de doctorat. Université de Toulouse, Université Toulouse III - Paul Sabatier.
- Mani, S., Tabil, L.G., and Sokhansanj, S. (2004). Grinding performance and physical properties of wheat and barley straws, corn stover and switchgrass. *Biomass Bioenergy* 27, 339–352.
- Miao, Z., Grift, T.E., Hansen, A.C., and Ting, K.C. (2011). Energy requirement for comminution of biomass in relation to particle physical properties. *Ind. Crops Prod.* 33, 504–513.
- Modnet, P.M. (2000). Measurement of friction for powder compaction modelling – comparison between laboratories. *Powder Metall.* 43, 364–374.
- Mora, C.F., and Kwan, A.K.H. (2000). Sphericity, shape factor, and convexity measurement of coarse aggregate for concrete using digital image processing. *Cem. Concr. Res.* 30, 351–358.
- Mori, T., and Tanaka, K. (1973). Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions. *Acta Metall.* 21, 571–574.
- Navi, P., and Heger, F. (2005). Comportement thermo-hydrromécanique du bois: applications technologiques et dans les structures (PPUR presses polytechniques).
- Nguyen, T.T. (2010). Contribution à l'étude de la formulation et du procédé de fabrication d'éléments de construction en béton de chanvre. Thèse de doctorat. Université de Bretagne Sud.
- Nguyen, T., Picandet, V., Amziane, S., and Baley, C. (2008a). Optimisation de l'usage du béton de chanvre dans la conception d'un éco-matériau pour le génie civil. *Rev. Compos. Matér. Avancés* 18, 227–232.
- Nguyen, T., Picandet, V., Amziane, S., and Baley, C. (2008b). Bétons de chanvre: Influence de la compacité et des granulats sur les caractéristiques mécaniques. In *Congrès GEODIM 2008, Variations Dimensionnelles Des Géomatériaux*.
- Nguyen, T.T., Amziane, S., Picandet, V., and Baley, C. (2007). Optimisation du mélange chaux/chanvre pour la réalisation d'un éco-matériau destiné au génie civil. In *Journée Scientifique et Technique (AMAC) Renforcement Des Polymères Par Des Fibres Végétales*.
- Nguyen, T.T., Picandet, V., Amziane, S., and Baley, C. (2008c). Influence of compactness and hemp hurd characteristics on the mechanical properties of lime and hemp concrete. In *European Symposium Orgagec'08 "Organic Materials for Construction - Technical and Environmental Performances"*, (Paris, Marne-la-Vallée).
- Nguyen, T.-T., Picandet, V., Amziane, S., and Baley, C. (2009). Influence of compactness and hemp hurd characteristics on the mechanical properties of lime and hemp concrete. *Rev. Eur. Génie Civ.* 13, 1039–1050.
- Nguyen, T.T., Picandet, V., Carré, P., Lecompte, T., Amziane, S., and Baley, C. (2010). Effect of compaction on mechanical and thermal properties of hemp concrete. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.* 14, 545–560.

- Nozahic, V. (2012). Vers une nouvelle démarche de conception des bétons de végétaux lignocellulosiques basée sur la compréhension et l'amélioration de l'interface liant / végétal : application à des granulats de chènevotte et de tige de tournesol associés à un liant ponce / chaux. Thèse de doctorat. Institut Pascal.
- Nozahic, V., and Amziane, S. (2012). Influence of sunflower aggregates surface treatments on physical properties and adhesion with a mineral binder. *Compos. Part Appl. Sci. Manuf.* *43*, 1837–1849.
- Nozahic, V., Amziane, S., Torrent, G., Saïdi, K., and De Baynast, H. (2012). Design of green concrete made of plant-derived aggregates and a pumice–lime binder. *Cem. Concr. Compos.* *34*, 231–241.
- O'Dogherty, M.J. (1989). A review of the mechanical behaviour of straw when compressed to high densities. *J. Agric. Eng. Res.* *44*, 241–265.
- Ait Oumeziane, Y. (2013). Evaluation des performances hygrothermiques d'une paroi par simulation numérique: application aux parois en béton de chanvre. Thèse de doctorat. Institut National des Sciences Appliquées de Rennes.
- Perrot, A., Rangeard, D., Mélinge, Y., Estellé, P., and Lanos, C. (2009). Extrusion criterion for firm cement-based materials. *Appl. Rheol.* *19*, 53042.
- Phạm, T.-H. (2014). Modélisation multi-échelles des propriétés thermiques et élastiques de composites chaux-chanvre. Thèse de doctorat. Université de Bretagne Sud.
- Phạm, T.H., Férec, J., Picandet, V., Tronet, P., Costa, J., and Pilvin, P. (2012). Etude expérimentale et numérique de la conductivité thermique d'un composite chaux–chanvre. In XXXèmes Rencontres de L'association Universitaire de Génie Civil,.
- Phạm, T.-H., Férec, J., Picandet, V., and Pilvin, P. (2013). Etude expérimentale, théorique et numérique de l'élasticité de composites chaux–chanvre. In 21ème Congrès Français de Mécanique,.
- Picandet, V. (2013a). Characterization of Plant-Based Aggregates. In *Bio-Aggregate-Based Building Materials: Applications to Hemp Concretes*, S. Amziane, and L. Arnaud, eds. (John Wiley & Sons, Inc.), pp. 27–74.
- Picandet, V. (2013b). Caractérisation des granulats d'origine végétale. In *Les bétons de granulats d'origine végétale: Application au béton de chanvre*, (Hermès Science, Lavoisier), pp. 45–94.
- Picandet, V., Tronet, P., and Baley, C. (2012). Caractérisation granulométrique des chènevottes. In XXXèmes Rencontres de L'association Universitaire de Génie Civil,.
- Picandet, V., Tronet, P., Colinart, T., Lecompte, T., and Choinska, M. (2015). Permeability and thermal conductivity of pre-cast lime and hemp concrete. In *First International Conference on Bio-Based Building Materials*, (Clermont Ferrand, France),.
- Reynouard, J.-M. (2004). Comportement mécanique du béton traité mim (Paris: Hermes Science Publications).
- Rosin, P., and Ramler, E. (1933). The laws governing the fineness of powdered coal. *J. Instrum. Fuel* *29*–36.
- Samri, D. (2008). Analyse physique et caractérisation hygrothermique des matériaux de construction: approche expérimentale et modélisation numérique. Thèse de doctorat. INSA de Lyon, ENTPE.
- Sedan, D. (2007). Etude des interactions physico-chimiques aux interfaces fibres de chanvre/ciment: influence sur les propriétés mécaniques du composite. Thèse de doctorat. Université de Limoges.
- Seeling, P., and Wulff, J. (1946). Pressing operation in fabrication of articles by powder metallurgy. *Trans Am Inst Min. Met Engrs* 492–505.

- Shahin, M.A., Symons, S.J., and Poysa, V.W. (2006). Determining Soya Bean Seed Size Uniformity with Image Analysis. *Biosyst. Eng.* 94, 191–198.
- Da Silva, A., and Kyriakides, S. (2007). Compressive response and failure of balsa wood. *Int. J. Solids Struct.* 44, 8685–8717.
- Sinka, I.C., Cunningham, J.C., and Zavaliangos, A. (2003). The effect of wall friction in the compaction of pharmaceutical tablets with curved faces: a validation study of the Drucker–Prager Cap model. *Powder Technol.* 133, 33–43.
- Suleiman, B.M., Larfeldt, J., Leckner, B., and Gustavsson, M. (1999). Thermal conductivity and diffusivity of wood. *Wood Sci. Technol.* 33, 465–473.
- Thoemen, H., Walther, T., and Wiegmann, A. (2008). 3D simulation of macroscopic heat and mass transfer properties from the microstructure of wood fibre networks. *Compos. Sci. Technol.* 68, 608–616.
- Tran Le, A.D., Maalouf, C., Mai, T.H., Wurtz, E., and Collet, F. (2010). Transient hygrothermal behaviour of a hemp concrete building envelope. *Energy Build.* 42, 1797–1806.
- Tronet, P. (2014). Contribution à l'étude des matériaux chaux-chanvre: Influence du compactage sur les propriétés. Thèse de doctorat. Université de Bretagne Sud.
- Tronet, P., Picandet, V., Lecompte, T., and Baley, C. (2011). Béton de chanvre: Effet du dosage en granulat sur les propriétés thermique et mécanique. In *Comptes-Rendus Des 17èmes Journées Nationales Sur Les Composites (JNC17)*,.
- Tronet, P., Lecompte, T., Picandet, V., and Baley, C. (2012). Compression de blocs de chanvre: mesure du frottement, de la compressibilité et de la transmission des contraintes. In *XXXèmes Rencontres de L'association Universitaire de Génie Civil*,.
- Tronet, P., Lecompte, T., Picandet, V., and Baley, C. (2014). Study of lime hemp composite precasting by compaction of fresh mix — An instrumented die to measure friction and stress state. *Powder Technol.* 258, 285–296.
- Walker, E.E. (1923). The properties of powders. Part VI. The compressibility of powders. *Trans. Faraday Soc.* 19, 73–82.
- Youssef, A. (2009). Caractérisation des granulats de chanvre et de lin. Rapport de Master Recherche. Université de Bretagne Sud.
- Youssef, A., Lecompte, T., Picandet, V., and Challamel, N. (2015). Compressive and shearing behavior of hemp and lime concrete. In *First International Conference on Bio-Based Building Materials*, (Clermont Ferrand, France),.

Perspectives et projets

Ce manuscrit présente un ensemble de travaux de recherche, d'expérimentations et de modélisations, très variés, dont les applications demeurent néanmoins orientées vers le génie civil en se concentrant plus particulièrement sur la caractérisation des matériaux cimentaires à l'état frais ou durci. Le large spectre de comportements des matériaux étudiés amène une ouverture scientifique relativement étendue qui apporte un éclairage original aux recherches que j'ai menées.

Le point commun à mes travaux est la recherche expérimentale en mécanique et transferts hydriques dans les matériaux poreux cohérents tels que les matériaux à matrices cimentaires qui présentent un caractère élastoplastique à l'état frais ou quasi-fragile à l'état durci. A une échelle de taille supérieure, le comportement des matériaux composites, mortiers ou bétons, est également étudié, avec des granulats rigides et peu perméables d'origine minérale, ou déformables et très poreux, d'origine végétale.

Dans la mesure du possible, la recherche de justifications théoriques des résultats obtenus a été menée afin d'établir selon une approche continue une loi de comportement mécanique à l'échelle macroscopique au regard de la microstructure du matériau et de son endommagement, de la taille des hétérogénéités, des réactions chimiques liées à sa maturation ou son altération en service, de sa consolidation, etc... Cependant, les modèles présentés peuvent être encore largement développés et enrichis. Cette investigation théorique amène aussi souvent à définir de nouvelles expériences afin d'alimenter les paramètres d'entrée de ces modèles en prenant en compte notamment les effets d'échelle.

Les collaborations ou échanges avec des chercheurs d'horizons variés en mécanique : expérimentateurs, concepteurs de modèles, numériciens, chimistes, physiciens ont beaucoup apporté à mon parcours et à mes contributions. Je suis convaincu que les interactions et l'échange de connaissances entre différentes sensibilités permettent d'enrichir les connaissances, de part et d'autre, même si je suis conscient que l'efficacité et la reconnaissance scientifique proviennent actuellement le plus souvent d'une spécialisation marquée et reconnue des chercheurs dans un domaine clairement identifié.

Dans la perspective d'un juste équilibre entre une diversification et un recentrage de mes thématiques de recherche, je développe ici un ensemble de perspectives et de projets, plutôt à court et moyen terme, structuré selon trois thèmes transversaux aux chapitres présentés dans ce manuscrit :

- Transferts dans les matériaux cimentaires
- Utilisation de la perméabilité comme indicateur de l'état de la microstructure
- Effets d'échelle

1. Transferts dans les matériaux cimentaires

1.a Transfert d'humidité, enrichissement des modèles usuels

Les interactions de l'eau avec la matrice cimentaire dans les bétons en service constituent un enjeu majeur pour la durabilité des ouvrages en génie civil. La compréhension et la modélisation des phénomènes de transfert d'humidité dans les bétons non endommagés, et à fortiori dans les bétons endommagés mécaniquement, recèlent pourtant encore de nombreuses questions et voies d'amélioration. En effet, les résultats expérimentaux obtenus, comme ceux de la littérature, montrent que les phénomènes de diffusivité hydrique dans les bétons hydrauliques ne correspondent pas toujours à ceux prédits par les théories classiques.

- ***Interactions entre l'eau et la matrice solide***

Plusieurs pistes peuvent être investiguées afin d'enrichir les modèles de transfert isotherme existants. L'objectif est de considérer les modifications de la structure poreuse en présence d'eau et/ou selon le débit traversant, les phénomènes de gonflement ou retrait, une deuxième échelle de diffusion de l'eau au sein de la matrice solide en elle-même, etc... A court terme, sur la base des données expérimentales obtenues, la pertinence des modèles enrichis peut être testée et les éventuels nouveaux paramètres peuvent être évalués. A plus long terme, d'autres expérimentations pourraient être menées en appliquant de façon similaire un choc hydrique sous charge nulle et positive, voir [A 3], avec en amont une procédure d'endommagement mécanique mieux contrôlée et évaluée pour les éprouvettes testées.

Une équation de Richards généralisée est actuellement utilisée en première approche pour simuler la diffusion suite à un choc hydrique ou des cycles d'imbibition et de séchage, avec l'introduction de termes sources permettant de prendre en compte l'hydratation différée ou une deuxième échelle de diffusion dans la phase solide. Ce dernier point amène implicitement à envisager aussi une approche non locale du phénomène diffusif considéré.

- ***Paramètres non locaux***

A l'échelle de la structure, ces phénomènes diffusifs sont régis par un effet de peau qui dépend de la microstructure du matériau. Dans ce cadre, une approche non locale est envisageable afin de prendre en compte les effets d'échelle liés à la structuration de la porosité.

Les effets de glissement aux parois lors de l'écoulement d'un gaz dans les pores dont le diamètre est proche du libre parcours moyen des molécules peuvent également faire l'objet d'approches non locales pouvant être liées à des conditions aux limites d'ordre supérieur de type cinématique formulées par ailleurs [A 19].

1.b Transfert de chaleur en présence de granulats faiblement conducteurs

La présence de granulats végétaux de faible conductivité thermique par rapport à la matrice cimentaire conduit à des matériaux hétérogènes, dont les propriétés globales sont influencées par l'orientation et la distribution de tailles de particules. Les perspectives envisagées se limitent ici à un transfert de chaleur en régime stationnaire afin de caractériser une conductivité thermique macroscopique pour une température proche de celle du matériau en service et pour une teneur en eau de référence assez faible.

- ***Méthodes d'homogénéisation***

Les méthodes d'homogénéisation déployées dans la thèse de Thanh Hùng Phạm pour des matériaux limités à de faibles concentrations volumiques d'inclusions végétales ont permis d'être validées numériquement et expérimentalement. Cependant pour des concentrations plus importantes et lorsque les contacts inter granulaires ne sont plus négligeables, les hypothèses du mélange bi phasique initialement considéré sont modifiées. L'orientation des particules, leurs propriétés anisotropes et si possible l'interface avec le liant méritent alors d'être étudiées avec davantage de précision. En ce sens, l'identification des propriétés de chaque phase est un élément clé dans l'application de ces méthodes pour la prédiction des propriétés macroscopiques. Comme ces propriétés sont difficilement accessibles expérimentalement, celles-ci peuvent également être approchées par une démarche inverse à partir des propriétés macroscopiques mesurées pour un empilement granulaire donné.

L'ajout d'une pâte de liant préalablement caractérisée dans un empilement granulaire défini peut ensuite fournir des indications quant aux propriétés de l'interface liant-granat.

- ***Effets d'échelle***

L'utilisation de bétons de granulats végétaux dans les bâtiments se limite classiquement à des épaisseurs de 20 à 30 cm. Au regard de la taille des granulats employés, de leur forme et de leur orientation préférentielle, les effets d'échelle, dans le cas de la conduction de chaleur, ou de la diffusion hydrique peuvent également être considérés. Jusqu'à présent, peu de travaux existent quant à une formulation non locale de l'équation de la chaleur. Celle-ci est actuellement en cours d'étude et pourrait fournir ultérieurement une analyse complémentaire aux différentes séries de mesures réalisées avec les bétons de chanvre confectionnés au laboratoire.

2. Utilisation de la perméabilité comme indicateur de l'état de la microstructure

2.a Matériaux cimentaires durcis

Sur le plan expérimental, la perméabilité aux gaz s'affranchit de toute interaction avec la matrice cimentaire et permet une mesure fiable de milieux très peu perméables. Cette mesure, couplée par exemple à un dispositif de détections des émissions acoustiques, constitue un moyen d'investigation alternatif pour évaluer objectivement les premiers effets de l'endommagement sur la microstructure du matériau et observer de ce fait les processus de localisation dès la phase d'initiation de l'endommagement. La mesure de la perméabilité en condition unidirectionnelle peut également permettre de mettre en évidence les conséquences éventuelles de l'anisotropie de l'endommagement induit. Ces équipements, budgétés dans le cadre du prochain CPER¹ au laboratoire permettraient d'évaluer les effets d'échelle pour des matériaux au comportement élastique endommageable, tels que des bétons.

- ***Endommagement et auto cicatrisation***

L'étude des couplages endommagement–perméabilité me paraît receler encore beaucoup de questions et de potentialités malgré les nombreux travaux existants sur le sujet. Les phénomènes d'auto cicatrisation observés dans les bétons endommagés mécaniquement présentent par ailleurs d'autres enjeux industriels dans la maintenance des ouvrages en service et ouvrent la voie vers de nouvelles formulations dédiées. Le recouvrement des performances mécaniques de tels bétons fait déjà l'objet de diverses études. Cependant, la corrélation de cette auto-réparation avec la diminution de la perméabilité reste encore peu investiguée. Seule une démarche expérimentale permettrait de confirmer ou éventuellement d'enrichir la relation endommagement – perméabilité, ou fissuration – perméabilité, établie lors d'une évolution inverse des dégradations au sein du matériau. La question fondamentale demeure l'identification de paramètres contrôlant la cicatrisation et sa cinétique ainsi que la caractérisation mécanique des produits de la cicatrisation.

- ***Caractéristiques thermo-hydriques***

L'état de compaction des bétons de granulats végétaux peut être observé par des mesures de perméabilité au gaz. Le caractère anisotrope de ces bétons peut être révélé par des percolations réalisées selon différentes orientations afin de pouvoir optimiser leurs mises en œuvre et leurs formulations selon leurs utilisations. Leurs propriétés de transfert et de

¹ Contrat de Plan État-Région

régulation hygrothermique doivent être préservées autant que possible afin d'éviter tout phénomène de condensation interne préjudiciable à leur durabilité.

D'un point de vue pratique, ces mesures s'intègrent aussi dans la maîtrise de la perméabilité à l'air des bâtiments. La perméabilité d'une paroi ou d'un panneau réalisé en béton de chanvre compacté doit aussi être étudiée dans la perspective de leurs capacités de transfert hydrique et/ou de leur conductivité thermique, bien qu'il n'existe pas de relation immédiate entre ces paramètres...

2.b Matériaux cimentaires à l'état frais et au très jeune âge

L'évolution de la microstructure des matériaux cimentaires peut être analysée par l'intermédiaire de la diminution de perméabilité de la pâte de ciment durant les toutes premières heures d'hydratation. Au-delà, après la prise, l'augmentation de la fraction volumique gazeuse rend les mesures inappropriées. En considérant un milieu purement biphasique, les mesures réalisées montrent une corrélation entre l'état de dispersion de la phase solide et la perméabilité de la pâte granulaire. Toutefois, de nombreuses voies de perfectionnement apparaissent pour affiner cette analyse.

- ***Mesure et analyse de la perméabilité***

Les mesures de perméabilité réalisées considèrent, en première approche, des milieux saturés en eau, avec une matrice solide déformable, dont les caractéristiques, physiques et mécaniques, demeurent stables à l'échelle du temps de mesure. Cependant, ces matériaux, même confectionnés en laboratoire, ne peuvent pas être complètement saturés et l'incidence de la troisième phase, gazeuse, sur la perméabilité du mélange n'a pas été jusqu'ici évaluée. Dans ce cadre, un modèle de consolidation en condition non saturée pourrait être considéré. Le début des réactions d'hydratation entraînent également un retrait chimique qui devrait nécessiter l'introduction d'un terme source dans les modèles utilisés dans le cas des matériaux cimentaires à l'état frais.

Sur le plan expérimental, des mesures réalisées en cellule triaxiale permettraient par exemple une évaluation de l'état de saturation avant et au cours des essais de perméabilité. L'acquisition récente d'une presse triaxiale au laboratoire va permettre de caractériser en même temps des pâtes de ciment et des mortiers sous divers états de confinement.

L'effet d'autres types de ciments (avec différentes distributions granulaires), de plastifiants ou de viscosants peut aussi être étudié afin de valider les hypothèses formulées quant à l'état de la dispersion de la phase solide [A 10], [A 20] et observer parallèlement leur incidence sur le comportement rhéologique des matériaux frais.

- ***Evolution au cours de la prise***

Dans le cas de matériaux cimentaires, leur vieillissement rapide apporte une difficulté dans l'analyse des résultats, et leur prise amène une complication supplémentaire dans la préservation des dispositifs expérimentaux. Cependant, la mesure de la perméabilité constitue aussi un moyen original d'investigation pour la détermination de la cinétique de prise.

Théoriquement, la percolation solide qui définit la prise se traduit par une chute significative de la perméabilité. Des mesures transitoires, réalisées à partir de percolations alternées peuvent ainsi être réalisées pour limiter les perturbations des réactions d'hydratation engendrées par l'effet de lixiviation lié à une circulation continue [A 8], [A 10].

2.c Rhéologie des suspensions granulaires concentrées

L'étude couplée de la rhéologie des suspensions granulaires concentrées, telles que les bétons frais, et de la perméabilité du milieu poreux déformable équivalent est une approche originale qui offre encore de nombreux développements possibles. Sur le plan expérimental, dans une configuration quasi-statique comme dynamique, la mesure locale des pressions interstitielles au cours de la consolidation et du vieillissement d'une pâte, comme lors d'un cisaillement imposé, est une source intéressante d'informations qui n'a pas été encore totalement exploitée.

- ***Approche dynamique***

Les variations des pressions interstitielles, notamment les dépressions relatives engendrées par le caractère dilatant ou non du matériau cisailé, sont révélatrices des contraintes inter particulières ou effectives qui s'exercent localement. La cinétique de régulation de ces pressions interstitielles qui dépend de la perméabilité du milieu agit alors directement sur le comportement rhéologique à l'échelle macroscopique.

Dans le cas des bétons, le caractère multi-échelles du mélange granulaire peut amener à considérer un écoulement couplé d'eau, de pâte de ciment, voire de mortier selon la classe granulaire engendrant le caractère dilatant du mélange granulaire. Le seuil d'écoulement de la pâte de ciment influe donc également de manière significative sur le comportement rhéologique du mélange à l'échelle macroscopique. Dans cette approche, la caractérisation des granulats rigides ; formes, distributions de tailles, fraction volumique solide de percolation (random loose packing) et fraction volumique solide maximale ; influent directement sur la dilatance et la perméabilité de ces suspensions granulaires concentrées.

L'utilisation d'un autre fluide suspendant (newtonien ou non), et de masse volumique proche de celle des granulats peut permettre d'investiguer expérimentalement ces aspects dans des conditions similaires aux bétons qui ne présentent pas de ségrégation. Les mesures de pression interstitielle aux abords de la zone de cisaillement induites dans le rhéomètre rotationnel développé au laboratoire pourraient alors être répétées et analysées en s'affranchissant du vieillissement des matériaux cimentaires et de la sédimentation des suspensions minérales dans l'eau.

- ***Approche quasi statique***

La sédimentation puis surtout la consolidation des suspensions concentrées entraînent une modification de leur structure granulaire. Les modèles considérés dans les travaux présentés sont relativement simples puisque la perméabilité demeure constante et indépendante de l'hydratation et du degré de consolidation des pâtes de ciment. La réalisation

d'un modèle couplant l'évolution de la perméabilité à la fraction volumique solide au cours de la consolidation induite par la percolation est actuellement en cours de développement pour interpréter au mieux les mesures effectuées en cellule de perméabilité, sans consolidation préalable du matériau.

La structuration du matériau ou l'augmentation de sa contrainte seuil au cours du vieillissement est généralement mesurée au voisinage de la surface libre, sous une contrainte de confinement très faible. Cependant, dans la mesure où l'amplitude de la contrainte seuil dépend des interactions et des distances inter granulaires, la cinétique de structuration devrait être considérée pour différentes pressions et des degrés de consolidation croissants afin de mieux évaluer la variation des contraintes seuil susceptibles d'être mobilisées sur toute la hauteur des parois coffrantes.

Par ailleurs les essais de relaxation réalisés après un cisaillement imposé à l'aide d'une plaque mobile montrent que lorsque qu'une contrainte est initiée, l'évolution de la contrainte seuil semble s'amplifier. La contrainte exercée aux parois ou sur une autre interface verticale (armatures par exemple), est jusqu'à présent considérée comme la seule contrainte seuil du matériau s'appliquant sur toute la hauteur. Toutefois, pour être intégrée dans un modèle couplant consolidation, hydratation et structuration du matériau, cette contrainte pariétale devrait faire l'objet d'investigations complémentaires puisque son incidence sur la diminution des pressions interstitielles et la mise en place du matériau dans les coffrages apparaissent en effet prépondérantes.

3. Effets d'échelle

3.a Développements expérimentaux

L'étude plus détaillée de la variation de la distribution de tailles des hétérogénéités et de leur concentration volumique pourrait contribuer à mieux justifier le choix des modèles constitutifs retenus. En particulier, la construction de modèles non locaux à partir de la microstructure du matériau reste un sujet hautement ouvert, que ce soit pour des matériaux aux comportements élastiques endommageables comme élastoplastiques ou viscoplastiques.

- ***Matériaux hétérogènes, élastiques endommageables***

La localisation de l'endommagement demeure un point crucial, tant pour la relation qui lie l'endommagement à la perméabilité que pour le comportement mécanique en lui-même du matériau à l'échelle macroscopique. La modélisation de cette localisation, souvent associée au phénomène de radoucissement en présence d'hétérogénéités, permet de gérer la transition entre la mécanique de l'endommagement et celle de la rupture. Si la formulation non locale de l'endommagement est admise, l'essentiel demeure l'identification et l'évolution éventuelle des longueurs internes au sein du matériau. La continualisation de systèmes mécaniques discrets, périodiques et unidimensionnels démontre clairement le lien entre la taille de la microstructure et la longueur interne du matériau.

Sur le plan expérimental, de manière classique, les effets d'échelles peuvent être observés par variation de la dimension des éprouvettes testées en flexion avec ou sans entaille. Il est aussi possible de faire varier la tailles des granulats, et parfois aussi leur orientation préférentielle, pour en évaluer l'incidence sur les longueurs caractéristiques et l'évolution de la zone de fracturation.

- ***Suspensions granulaires concentrées***

Selon la géométrie des rhéomètres employés, les suspensions granulaires concentrées telles que les mortiers ou les bétons présentent des réponses assez différentes. La caractérisation des hétérogénéités et la modélisation des interactions entre les particules solides à l'échelle locale constituent une étape importante pour évaluer les effets d'échelle induits sur la rhéologie macroscopique de ces fluides microstructurés.

L'utilisation de la mécanique non locale avec l'introduction de longueurs internes liées à la microstructure des suspensions permet de mieux décrire ces effets d'échelles. Des modélisations analytiques et numériques d'un fluide viscoplastique (binghamien) ont fait l'objet de publications dans le cas d'un écoulement de Poiseuille (dans une conduite cylindrique) [A 15] ou entre deux plans parallèles avec, dans ce dernier cas la considération d'un modèle non local hybride (intégral et au gradient) nécessitant l'introduction de deux

longueurs internes associées [A 19]. La généralisation de ces travaux à d'autres géométries d'écoulement, plus courantes et plus complexes (plan/plan ou Couette) est en cours. La mise en place d'expérimentations avec des fluides modèles devrait ensuite être entreprise pour calibrer les longueurs internes considérées selon les distributions de tailles des inclusions solides.

Dans les suspensions granulaires, l'évolution de la pression interstitielle, celle de l'indice des vides ou celle des contraintes effectives peuvent être approchées par une formulation non locale de l'équation de la consolidation et tenter d'expliquer l'effet d'échelle observé, par exemple entre les différents dispositifs expérimentaux développés et utilisés. L'analyse de la localisation du cisaillement lors d'essais au rhéomètre est aussi un point crucial quant à l'analyse du comportement du matériau et des mesures réalisées. En ce sens, l'utilisation d'un fluide modèle translucide (newtonien ou non) avec des inclusions granulaires de masses volumiques proches, en concentrations variables, et dont la distribution de tailles est parfaitement définie pourraient servir à l'observation de la localisation des bandes de cisaillement et la calibration des longueurs internes relatives aux modèles non locaux considérés.

- ***Assemblages de granulats déformables***

Pour des matériaux au comportement élastoplastique et/ou viscoplastiques constitués d'un empilement de granulats souples tels que les granulats d'origine végétale, les effets d'échelles sur le comportement mécanique n'ont jusqu'ici pas fait l'objet de nombreux travaux. Le caractère déformable de ces granulats, initialement allongés et anisotropes présente des propriétés mécaniques très contrastées avec la pâte de liant qui les entoure. Les arrangements granulaires qu'ils constituent présentent généralement une orientation préférentielle et un arrangement granulaire susceptible d'évoluer lors des grandes déformations qu'ils peuvent subir. A une échelle de taille inférieure les pâtes de ciment à l'état frais contenant des fibres végétales courtes ou encore les grains de ciment au début des réactions d'hydratation présentent une configuration semblable.

La localisation des déformations plastiques, ainsi que celle de l'endommagement éventuel, ont une incidence significative sur le comportement global du matériau. Les essais mécaniques réalisés dans le cadre des travaux de thèse de Tai Thu Nguyen avec des plaques de bétons de chanvre compactées ont déjà montré l'incidence de la longueur des particules sur leur comportement et leur résistance en flexion. Par ailleurs, pour un cisaillement homogène, les résultats des travaux d'Alice Yousseff montrent clairement l'incidence de l'orientation et de la concentration de granulats dans le processus de localisation des déformations. La corrélation de ces résultats avec les modèles de comportements disponibles dans la littérature est en cours et le lien avec les effets d'échelles observés est prévu.

La stabilité dimensionnelle de ces matériaux est aussi parfois un frein à leur mise en œuvre dans le cadre des réglementations actuelles. Or le fluage comme la relaxation de ces matériaux compactés est également sensible aux effets d'échelle évoqués.

3.b Développements théoriques

La modélisation des matériaux hétérogènes microstructurés, tels que les matériaux cimentaires au sens large dispose de différentes théories, avec des approches assez différentes et complémentaires. Parmi elles, les méthodes d'homogénéisation évoquées se basent classiquement sur les propriétés à l'échelle microscopique de chaque phase pour prédire des propriétés macroscopiques sans effet d'échelles particulier. A l'opposé, les méthodes non locales se basent sur le comportement du matériau homogène équivalent à la plus petite échelle représentative pour expliquer les effets observés à une échelle supérieure. Selon cette approche, la longueur caractéristique peut être préétablie, supposée connue ou calculée dans le cas d'un système périodique dont les conditions limites sont strictement définies.

- ***Continualisation de milieux discrets***

La justification de lois non locales dont la longueur caractéristique est déterminée à partir d'arguments physiques liés à la microstructure du milieu offre encore de nombreuses pistes à explorer d'un point de vue théorique comme expérimental. L'approche présentée dans le cas élastique endommageable en flexion et sous gradient de contrainte axiale, étendue au cas d'hyperélasticité de type FPU (modèle de Fermi-Pasta-Ulam) ou élastoplastique avec écrouissage bilinéaire, aboutit actuellement à la même calibration de la longueur interne. L'étape suivante, prévue dans le cadre de la thèse de Benjamin Hérissou consiste à étendre cette approche aux milieux bi dimensionnels périodiques, dans le cas de déformations de membranes. A plus long terme, l'extension de ce milieu périodique en 3D est envisagée. La sensibilité des conditions aux limites des systèmes étudiés doit toutefois faire l'objet d'une attention particulière. En effet, la réponse de ces systèmes peut s'avérer numériquement instable si le problème est mal conditionné. Ce point particulier, par exemple, n'apparaît pas dans l'application des méthodes d'homogénéisation de ce type de matériau.

Par la suite, le couplage de l'endommagement observé à l'échelle discrète avec la perméabilité des éléments périodiques peut être aussi établi afin d'en observer les conséquences à l'échelle du système étudié.

- ***Approche statistique***

Une voie complémentaire d'investigations réside également dans une génération aléatoire de la taille des éléments constitutifs d'un système périodique selon une distribution préétablie ou encore dans une propriété spécifique (limite d'élasticité par exemple) aléatoire d'éléments discrets périodiques dans un réseau à deux ou trois dimensions.

Cependant, dans le cas de tirages aléatoires des propriétés des éléments constitutifs du système considéré, le comportement intrinsèque du matériau, à sa plus petite échelle représentative, est obtenu pour des systèmes dont la taille tend vers l'infini et les temps de résolution numérique sont alors significatifs. A l'opposé, pour des systèmes discrets périodiques prédéfinis, la non localité apparaît significative lorsque la taille diminue pour tendre vers le comportement de l'élément constitutif. Ces derniers présentant également l'avantage d'offrir des solutions analytiques dans une configuration unidimensionnelle, ils constituent à ce jour une voie d'investigation préférentielle.

4. Objectifs à court et moyen terme

La démarche dans laquelle je me suis inscrit a consisté à asseoir des modèles théoriques à partir d'arguments expérimentaux, que j'ai souhaité les plus exhaustifs. C'est cette démarche que je souhaiterais poursuivre à l'avenir. Parmi les nombreuses perspectives présentées dans cette partie, j'entrevois les priorités suivantes :

- Etablir une calibration des longueurs internes associées aux modèles non locaux sur le plan purement théorique et phénoménologique et dans la mesure du possible sur le plan expérimental, en utilisant éventuellement des matériaux modèles plus adaptés.
- Optimiser la formulation des matériaux de construction alternatifs afin d'améliorer leurs propriétés, thermiques et mécaniques ainsi que leur stabilité dimensionnelle, dans le cadre d'une approche globale considérant l'ensemble des impacts environnementaux.
- La durabilité doit aussi être considérée avec le recyclage ou la dégradation naturelle en fin de vie. Dans ce contexte, les problématiques de transfert hydrique trouvent toute leur place, dans le maintien des propriétés thermiques et mécaniques des matériaux en service, comme dans leur réutilisation ou leur dégradation ultime.
- L'enseignement de nombreuses matières dispensées dans les cursus « génie civil » présente une connexion étroite avec les trois objectifs de recherche évoqués précédemment. Mon but est aussi de transmettre à travers des exemples pédagogiques concrets les principales notions issues des travaux de recherche en cours. L'encadrement de projets permet d'approfondir davantage un domaine particulier et d'établir pour les étudiants un contact privilégié avec la recherche.

Les problématiques environnementales, écologiques et sanitaires, sont aujourd'hui un enjeu majeur. Les matériaux de construction, par le volume qu'ils représentent, constituent un levier essentiel. Cette prise en compte à l'échelle mondiale amène de nombreuses régions à développer de nouveaux matériaux, issus de ressources locales et renouvelables, avec des conceptions alternatives. Dans ce cadre, je pense que c'est en s'appuyant sur l'expertise acquise sur les matériaux traditionnels, le plus souvent à matrice cimentaire, qu'il est essentiel de développer ces matériaux innovants, de leur formulation à leur mise en œuvre et leur optimisation.

A l'échelle régionale, l'utilisation de granulats alternatifs, issus de co-produits agricoles, tels que la chènevotte ou les anas de lin, ainsi que la valorisation des sols fins et sédiments, issus par exemple du dragage ou du lavage de granulats, représentent des enjeux potentiellement importants. De façon transversale aux priorités évoquées, la collaboration avec d'autres laboratoires constitue naturellement une voie privilégiée pour progresser, notamment lorsqu'elle peut être formalisée à travers des projets nationaux ou européens. Dans le contexte régional évoqué, le LGCGM à Rennes ainsi que le GeM à Nantes et Saint-Nazaire sont des laboratoires qui travaillent déjà sur ces problématiques et avec qui, principalement, j'espère continuer et développer davantage de collaborations.

Il est toujours difficile de réaliser une projection fiable de ses activités de recherche à long terme. Il s'agit là de mes projets à ce jour, qui évolueront selon les moyens disponibles, les opportunités et possibilités offertes. Je suis conscient que tous ne pourront pas être conduits. Certains ouvriront aussi probablement de nouvelles perspectives ou approches, inattendues auxquelles je demeure ouvert.

Annexe : Liste de publications

Publications dans des revues internationales à comité de lecture :

- [A 22] Picandet V, Hérissou B, Challamel N, Perrot A. (2015) *On the failure of a discrete axial chain using a continualized nonlocal Continuum Damage Mechanics approach*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, in press.
- [A 21] Challamel N, Picandet V, Collet B, Michelitsch T, Elishakoff I, Wang CM (2015) *Revisiting finite difference and finite element methods applied to structural mechanics within enriched continua*, European Journal of Mechanics – A/Solids, 53:107–120.
- [A 20] Pierre A, Perrot A, Picandet V, Guevel Y (2015) *Cellulose ethers and cement paste permeability*, Cement and Concrete Research, 72:117–127.
- [A 19] Picandet V, Challamel N, Perrot A (2015) *Two-scale nonlocal shear rate formulation of Bingham plastic fluid*, Applied Mathematical Modelling, 39:4075–4094.
- [A 18] Challamel N, Picandet V, Elishakoff I, Wang CM, Collet B, Michelitsch T (2015) *On nonlocal computation of eigenfrequency of elastic beams using finite difference or finite element methods*, International Journal of Structural Stability Dynamics, Special issue in honor of Prof. JN Reddy's 70th birthday, 15,7:154008.
- [A 17] Challamel N, Picandet V, Pijaudier-Cabot G (2014) *From discrete to nonlocal Continuum Damage Mechanics: Analysis of a lattice system in bending using a continualized approach*, International Journal of Damage Mechanics, doi:10.1177/1056789514560913.
- [A 16] Picandet V, Challamel N, Hin S (2014) *Buckling and post-buckling of gradient and nonlocal plasticity columns experiencing softening*, International Journal of Solids and Structures, 51:4052–4067.
- [A 15] Perrot A, Challamel N, Picandet V (2014) *Poiseuille flow of nonlocal microstructured fluid*, Mechanics Research Communications, 59:51–57.
- [A 14] Rangeard D, Perrot A, Picandet V, Mélinge Y, Estellé P (2014) *Determination of the consolidation coefficient of low compressibility materials: application to fresh cement-based materials*, Materials and Structures, 48:1475–1483.
- [A 13] Perrot A, Rangeard D, Picandet V, Serhal S (2014) *Effect of coarse particle volume fraction on the hydraulic conductivity of fresh cement based material*, Materials and Structures, 48:2291–2297.
- [A 12] Perrot A, Pierre A, Vitaloni S, Picandet V (2014) *Prediction of lateral form pressure exerted by concrete at low casting rates*, Materials and Structures, 48:2315–2322.
- [A 11] Tronet P, Lecompte T, Picandet V, Baley C (2014) *Study of lime hemp composite precasting by compaction of fresh mix—An instrumented die to measure friction and stress state*, Powder Technology 258:285–296.

- [A 10] Perrot A, Rangeard D, Picandet V, Mélinge Y (2013) *Hydro-mechanical properties of fresh cement pastes containing polycarboxylate superplasticizer*, Cement and Concrete Research 53:221–228.
- [A 9] Lecompte T, Perrot A, Picandet V, et al. (2012) *Cement-based mixes: shearing properties and pore pressure*, Cement and Concrete Research 42:139–147.
- [A 8] Picandet V, Rangeard D, Perrot A, Lecompte T (2011) *Permeability measurement of fresh cement paste*, Cement and Concrete Research 41:330–338.
- [A 7] Zhang M-H, Ferraris CF, Zhu H, Picandet V, Peltz M, Stutzman P, de Kee D (2010) *Measurement of yield stress for concentrated suspensions using a plate device*, Materials and structures 43:47–62.
- [A 6] Nguyen TT, Picandet V, Carré P, Lecompte T, Amziane S, Baley C (2010) *Effect of compaction on mechanical and thermal properties of hemp concrete*, European Journal of Environmental and Civil Engineering 14:545–560.
- [A 5] Picandet V, Khelidj A, Bellegou H (2009) *Crack effects on gas and water permeability of concretes*, Cement and Concrete Research 39:537–547.
- [A 4] Nguyen T-T, Picandet V, Amziane S, Baley C (2009) *Influence of compactness and hemp hurd characteristics on the mechanical properties of lime and hemp concrete*, European Journal of Environmental and Civil Engineering 13:1039–1050.
- [A 3] Picandet V, Bastian G, Khelidj A (2008) *Compared imbibitions of ordinary and high performance concrete with null or positive water pressure head*, Cement and Concrete Research 38:772–782.
- [A 2] Chatzigeorgiou G, Picandet V, Khelidj A, Pijaudier-Cabot G (2005) *Coupling between progressive damage and permeability of concrete: analysis with a discrete model*, International journal for numerical and analytical methods in geomechanics 29:1005–1018.
- [A 1] Picandet V, Khelidj A, Bastian G (2001) *Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete*, Cement and Concrete Research 31:1525–1532.

Publications dans des revues nationales à comité de lecture :

- [B 3] Nguyen T, Picandet V, Amziane S, et al. (2008) *Optimisation de l'usage du béton de chanvre dans la conception d'un éco-matériau pour le génie civil*, Revue des composites et des matériaux avancés 18:227–232.
- [B 2] Ferraris C, Zhang M-H, Zhu H, Picandet V, Peltz M, Stutzman P, Arnaout C, de Kee D (2007) *Measurement of yield stress for concentrated suspensions using a plate device*, NIST Technical Note 1494 (<http://www.nist.gov/publication-portal.cfm>).
- [B 1] Picandet V, Khelidj A, Bastian G (2002) *Perméabilité au gaz de bétons endommagés: Interprétation de résultats expérimentaux*, Revue française de génie civil 6:525–544.

Chapitres d'ouvrages

- [C 2] Picandet V (2013) *Characterization of Plant-Based Aggregates*. Bio-aggregate-based Building Materials - Applications to hemp concrete, Edited by S. Amziane & L. Arnaud. ISTE, John Wiley & Sons, Inc., 27–74.
- [C 1] Picandet V (2013) *Caractérisation des granulats d'origine végétale*, Les bétons de granulats d'origine végétale : Application au béton de chanvre, S. Amziane & L. Arnaud. Hermès Science, Lavoisier, 45–94.

Actes dans des congrès internationaux à comité de lecture

- [D 18] Challamel N, Picandet V, Elishakoff I, Wang C.M, Collet B, Michelitsch T (2015), *On nonlocal computation of eigenfrequency of elastic beams using finite difference or finite element methods*, IJSSD Symposium 2015 on Progress in Structural Stability and Dynamics, 21-24 July 2015, Lisbon, Portugal.
- [D 17] Hérissou B, Picandet V, Challamel N, Perrot A (2015) *Nonlocal Continuum Damage Mechanics approach of a discrete axial chain under non-uniform axial load*, Second International Conference on Damage Mechanics, 8-11 July, UTT Troyes, France, Applied Mechanics and Materials, 784:317–324.
- [D 16] Picandet V, Tronet P, Colinart T, Lecompte T, Choinska M (2015) *Permeability and thermal conductivity of pre-cast lime and hemp concrete*, First International Conference on Bio-based Building Materials, 21-23 June, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand, France.
- [D 15] Youssef A, Lecompte T, Picandet V, Challamel N (2015) *Compressive and shearing behavior of hemp and lime concrete*, First International Conference on Bio-based Building Materials, 21-23 June, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand.
- [D 14] Lecompte T, Tronet P, Picandet V, Baley C (2015) *Study of Lime and Hemp Concrete (LHC) – mix design, casting process and mechanical behavior*, First International Conference on Bio-based Building Materials, 21-23 June, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand, France.
- [D 13] Niyigena C, Amziane S, Chateaneuf A, Arnaud L, Collet F, Lawrence M, Magniont C, Picandet V, Walker P, Marceau S, Lanos C, Bessette L, Escadeillas G, Peter U, Pavia S (2015) *RRT3: Statistical analysis of hemp concrete mechanical properties variability*, First International Conference on Bio-based Building Materials, 21-23 June, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand, France.
- [D 12] Pham T.-H, Pilvin Ph, Férec J, Picandet V (2015) *Modélisations numériques par homogénéisation de la conductivité thermique de composites chaux–chanvre*, The 3rd International Conference CIGOS, innovations in construction, 11-12 May, ENS Cachan, France.

- [D 11] Perrot A, Rangeard D, Picandet V, Mélinge Y (2013) *Hydro-mechanical properties of fresh cement pastes*, 7th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, 2-4 September, Paris, France.
- [D 10] Amziane S, Perrot A, Lecompte T, Picandet V (2013) *Monitoring of cement setting and hardening with a unique tool to describe rheological, thermal and dimensional variations*, 7th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, 2-4 September, Paris, France.
- [D 9] Picandet V, Challamel N and Sovannara H (2013) *Buckling and post-buckling of gradient plasticity systems*, 2013 ASCE Conference, Northwestern University, 4-7 August, Northwestern University, Evanston, Illinois, USA.
- [D 8] Nguyen T.-T, Picandet V, Amziane S, Baley C (2008) *Influence of compactness and hemp hurd characteristics on the mechanical properties of lime and hemp concrete*, European Symposium Orgagec'08- :“Organic materials for construction :Technical and environmental performances”, 27-28 August, Paris, Marne-la-Vallée, France.
- [D 7] Picandet V, Ferraris C, De Kee D (2007) *Novel rheometer to measure yield stress of suspensions*, 5th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Ghent, Belgium. RILEM Publications SARL, 335–340.
- [D 6] Picandet V, Amziane S, Tchamba J-C (2005) *Study of early age shrinkage, hydraulic pressure and conductivity of cement paste*, CONCREEP 7 conference. 12-14 September, Nantes, Hermes Science Publishing, isbn 1 905209 50 9:405–410.
- [D 5] Chatzigeorgiou G, Picandet V, Khelidj A, Pijaudier-Cabot G (2004) *Coupling between progressive damage and permeability of concrete*, Int. Congress of Theoretical and Applied Mech. (ICTAM), 15-21 August, Warsaw, Poland.
- [D 4] Pijaudier-Cabot G, Chatzigeorgiou G, Khelidj A, Picandet V (2004) *Coupling between progressive damage and permeability of concrete: discrete modelling and experimental analyses*, Modelling of Cohesive-Frictional Materials: Proceedings of Second International Symposium on Continuous and Discontinuous Modelling of Cohesive-Frictional Materials (CDM 2004), 27-28 September, Stuttgart, Germany, Taylor & Francis, p 109
- [D 3] Picandet V, Khelidj A (2003) *Gas and water permeability of cracked concrete*, ICPCM, A new Era of Building, 18-20 February, Cairo, Egypt. 2: 1433–1442.
- [D 2] Picandet V, Khelidj A, Bastian G (2001) *Gas permeability of mechanical damaged concrete*, 3rd International Conference on Concrete under severe conditions, CONSEC'01, 18-20 June, Vancouver, Canada. 2:2054–2061.
- [D 1] Picandet V, Khelidj A, Bastian G (2000) *Effect of mechanical damaging on permeability of concrete*, 2nd Int. Symp. Cement & Concrete Techn.in the 2000s. 6-10 September, Istanbul, Turkey. 2:322–331.

Actes dans des congrès nationaux à comité de lecture

- [E 24] Challamel N, Picandet V (2015) Keynote lecture: *Elastic and elastoplastic lattice foundations of nonlocal beam mechanics*, 5th Congress of Serbian Society of Mechanics, 15-17 June, Arandjelovac, Serbia.
- [E 23] Picandet V, Hérissou B, Challamel N, Perrot A (2015) *Rupture d'une chaîne discrète axiale endommageable : Approche par un milieu continu non local équivalent*, 33^{èmes} Rencontres universitaires de Génie Civil, 27-29 mai, Bayonne.
- [E 22] Yousssef A, Picandet V, Lecompte T, Challamel N (2015) *Comportement du béton de chanvre en compression simple et cisaillement*, 33^{èmes} Rencontres universitaires de Génie Civil, 27-29 mai, Bayonne.
- [E 21] Pierre A, Perrot A, Picandet V, Guevel Y (2015) *Ethers de cellulose et perméabilité de pâtes de ciment*, 33^{èmes} Rencontres universitaires de Génie Civil, 27-29 mai, Bayonne.
- [E 20] Picandet V, Challamel N, Hin S (2013) *Comportement au flambement de poteaux avec loi de plasticité au gradient*, 21^{ème} Congrès Français de Mécanique, 26-30 août, Bordeaux.
- [E 19] Pham T-H, Férec J, Picandet V, Pilvin Ph (2013) *Etude expérimentale, théorique et numérique de l'élasticité de composites chaux–chanvre*, 21^{ème} Congrès Français de Mécanique, 26-30 août, Bordeaux.
- [E 18] Perrot A, Rangeard D, Picandet V, Mélinge Y (2012) *Propriétés hydromécaniques des pâtes fraîches de ciment*, XXX^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 6-8 juin, Chambéry.
- [E 17] Tronet P, Lecompte T, Picandet V, Baley C (2012) *Compression de blocs de chanvre: mesure du frottement, de la compressibilité et de la transmission des contraintes*, XXX^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 6-8 juin, Chambéry.
- [E 16] Pham T.-H, Férec J, Picandet V, Pilvin Ph (2012) *Etude expérimentale et numérique de la conductivité thermique d'un composite chaux–chanvre*, XXX^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 6-8 juin, Chambéry.
- [E 15] Picandet V, Tronet P, Baley C (2012) *Caractérisation granulométrique des chènevottes*, XXX^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 6-8 juin, Chambéry.
- [E 14] Tronet P, Picandet V, Lecompte T, Baley C (2011) *Béton de chanvre : Effet du dosage en granulats sur les propriétés thermiques et mécaniques*, 17^{ème} Journées Nationales sur les Composite JNC 17 de L'Association pour les MATériaux Composites (AMAC), 15-17 juin, Poitiers.
- [E 13] Picandet V, Rangeard D, Perrot A, Lecompte T (2010) *Mesures de la perméabilité des pâtes de ciment à l'état frais*, XXVIII^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 2-4 juin, La Bourboule.
- [E 12] Rangeard D, Perrot A, Picandet V, Mélinge Y, Lecompte T. (2010) *Détermination du coefficient de consolidation de matériaux à base minérale*, XXVIII^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 2-4 juin, La Bourboule.

- [E 11] Perrot A, Rangeard D, Mélinge Y, Lanos C, Picandet V, Lecompte T. (2010) *Mobilisation du frottement pariétal et intergranulaire lors de l'extrusion de pâtes fermes*, XXVIII^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 2-4 juin, La Bourboule.
- [E 10] Perrot A, Lecompte T, Picandet V, Jarlegan P (2009) *Vérification expérimentale des modélisations du seuil de cisaillement d'une pâte de ciment en fonction de sa composition* " XXVII^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 3-5 juin, Saint-Malo.
- [E 9] Picandet V, Perrot A (2009) *Perméabilité et consolidation des pâtes de ciment à l'état frais*, XXVII^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 3-5 juin, Saint-Malo.
- [E 8] Nguyen T.-T, Picandet V, Le Compte T, Carré P, Amziane S, Baley C (2009) *Etude de la compacité du béton de chanvre sur leurs caractéristiques mécaniques et thermiques*, XXVII^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 3-5 juin, Saint-Malo.
- [E 7] Picandet V, Ferraris C (2008) *Etude de la mesure de la contrainte seuil à l'aide d'une plaque mobile : application aux pâtes de ciment*, 43^{ème} colloque du Groupe Français de Rhéologie- Rhéologie et Thermodynamique, 20-22 octobre, Palaiseau.
- [E 6] Nguyen T, Picandet V, Amziane S, Baley C (2008) *Bétons de chanvre: Influence de la compacité et des granulats sur les caractéristiques mécaniques*, congrès GEODIM 2008, variations dimensionnelles des géomatériaux, 3-4 avril, Saint-Nazaire.
- [E 5] Nguyen T, Amziane S, Picandet V, Baley C (2007) *Optimisation du mélange chaux/chanvre pour la réalisation d'un éco-matériau destiné au génie civil. Journée scientifique et technique*, (AMAC) Renforcement des polymères par des fibres végétales, 11-12 octobre, Caen.
- [E 4] Rochdi E-H, Picandet V, Amziane S (2007) *Perméabilité des pâtes de ciment à l'état frais*, XXV^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil - Conception et vie des ouvrages, 23-25 mai, Bordeaux.
- [E 3] Tchamba J-C, Amziane S, Picandet V, (2006) *Contraintes aux parois lors de la structuration des fluides à seuil*, XXIV^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 1-2 juin, La Grande Motte.
- [E 2] Khelidj A, Picandet V, Loukili A, Mounanga P, Bastian G (2004), " *Transferts couplés dans les bétons : apports de l'expérimentation* ", 1st International Congress on Technology and Durability, USTHB, Alger, 24-26 mai 2004.
- [E 1] Picandet V, " *Perméabilité et diffusivité hydrique de bétons endommagés en compression uniaxiale*", forum des associations AUGC / AFGC / IREX, Toulouse, 30-31 mai 2002.